

PROJETO DE UMA PONTE RODOVIÁRIA ENTRE AS CIDADES DO PORTO E GAIA

JOSÉ CRISTIANO FERREIRA MOREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Álvaro Ferreira Marques Azevedo

JULHO DE 2012

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miiec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À memória do meu avô Moisés

Eu não faço uma ponte igual à outra, porque cada obra é um momento de inovação e de busca de novas soluções mais racionais e económicas

Edgar Cardoso

AGRADECIMENTOS

O meu agradecimento a todos os que contribuíram para a concretização deste trabalho:

- Ao Professor Doutor Álvaro Ferreira Marques Azevedo, pela oportunidade que me deu em desenvolver este tema, pela disponibilidade e amabilidade com que sempre me recebeu;
- Ao Professor Doutor Renato Rui Silva Oliveira Bastos, pelas horas de trabalho despendidas e pelo apoio que me deu na realização desta dissertação, pelo muito que me ensinou e ajudou, no esclarecimento de dúvidas;
- Ao Professor Rui Carneiro Barros pelo esclarecimento de dúvidas pontuais e pela disponibilização de documentos;
- Professor Adalberto França pelo esclarecimento de questões relativas a vias de comunicação;
- Restantes Professores da secção de estruturas pela qualidade da formação prestada;
- Aos meus amigos, que me acompanharam nesta etapa fantástica e marcante, enquanto aluno da FEUP;
- Aos meus Pais, que nunca deixaram de acreditar no meu sucesso, me acompanharam e apoiaram ao longo de toda a minha vida académica, proporcionando-me condições e oportunidades cruciais, que de outra forma, não existiriam;
- Ao João Pedro pela ajuda prestada na elaboração das fotomontagens;
- À Câmara Municipal do Porto e à Gaiurb - Empresa Municipal de Vila Nova de Gaia pela disponibilização de elementos topográficos e geológicos relativos ao local de implantação.

RESUMO

O projeto desenvolvido visa o estudo de uma solução para uma ponte rodoviária entre as cidades do Porto e V. N. Gaia, localizada entre a interseção da Rua da Restauração com Alameda de Basílio Teles, no Porto e o Cais do Cavaco com a Via Panorâmica em V. N. Gaia.

Das diversas variantes analisadas, com base no mesmo sistema estrutural, foi adotada uma ponte formada por dois arcos, que se aproximam à medida que se afastam dos encontros formando uma só secção. A zona central do tabuleiro encontra-se parcialmente suspensa por tirantes e na restante extensão é descarregada em dois pares de montantes inclinados transversalmente para o centro da estrutura. Os elementos são constituídos maioritariamente por betão armado e pré-esforçado. É ainda abordada a utilização de betão branco arquitetónico no arco e no tabuleiro da ponte.

Inicialmente é feita a caracterização do local de implantação, analisando as condicionantes topográficas, rodoviárias, geológicas, hidrológicas e urbanas. Posteriormente é definida a implantação da nova travessia e definida a sua geometria, de forma a conseguir os parâmetros geométricos relevantes para posteriormente obter a correta caracterização do modelo de cálculo.

A estrutura é discretizada através de um modelo de barras tridimensional de modo a efetuar uma análise estática e dinâmica global, recorrendo-se para tal a normas e princípios gerais de verificação de segurança dos regulamentos Europeus, nomeadamente os Eurocódigos das várias especialidades. Em caso de omissão e relevância é também utilizado o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes.

São descritas as solicitações e as diversas combinações consideradas na análise e verificação em Estado Limite Último e Estado Limite de Utilização dos vários elementos constituintes da ponte.

É ainda estudado o processo construtivo a adotar, efetuando-se uma proposta onde o arco e o tabuleiro são construídos por avanços sucessivos com auxílio a atirantamento provisório. Finalmente efetua-se uma estimativa orçamental da obra e um breve estudo do impacto visual da ponte sobre as duas cidades.

PALAVRAS-CHAVE: ponte rodoviária, ponte em arco em betão armado, pré-esforço, sistema de tirantes, Porto-V.N.Gaia

ABSTRACT

This project aims to study a possible solution for the implementation of a road bridge between the cities of Porto and Vila Nova de Gaia. Specifically, this bridge would connect the intersection of the Rua da Restauração and the Alameda de Basílio Teles in Porto with the Via Panorâmica in Vila Nova de Gaia.

After analyzing several options base on the same structural system, a bridge formed by two arches that approach each other as they get further away from the abutments, thereby forming a single section, was selected. The central zone of the deck is partially suspended by cables and in the remaining extension it rests on two pairs of columns, which are transversally inclined to the center of the structure. The elements are primarily composed of reinforced and prestressed concrete. Moreover, the use of white architectural concrete in the arches and deck of the bridge is also studied.

Initially, the placement is characterized and its topographic, road, geologic, hydrologic, geographic and urban conditions are analyzed. Afterwards, the placement and geometry of the new bridge is defined in order to obtain the relevant geometrical parameters that will allow the correct definition of the calculus model at a posterior stage.

The structure is discretized by means of a tridimensional bar model with the purpose of performing a static and dynamic global analysis. This analysis is carried out under the guidance of the general norms and principles of security control stated in the European regulations, namely the Eurocodes of several specialties. In case of omission or relevance the previous Portuguese regulations (RSAEEP) are used.

The different solicitations and combinations that were under consideration in the analysis and verification are described in terms of Ultimate Limit States and Service Limit States for the several elements that compose the bridge.

The chosen construction plan is examined and a proposal that involves the construction of the arch and deck by advancing segments with the help of temporary cables is examined. Finally, a budget estimate of the project and a study of the visual impact of the bridge over the two cities are developed.

KEYWORDS: road bridge, reinforced concrete arch bridge, prestress, cable system, Porto-V.N.Gaia

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ÂMBITO DO PROJETO E OBJETIVOS	1
1.2. DESCRIÇÃO E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2. ESTADO DA ARTE	5
2.1. HISTÓRIA E EVOLUÇÃO DAS PONTES EM ARCO	5
2.2. TIPOLOGIA DO ARCO	10
2.3. AS PONTES DO PORTO	15
2.3.1. PONTE DAS BARCAS	15
2.3.2. PONTE PÊNSIL	16
2.3.3. PONTE MARIA PIA	17
2.3.4. PONTE LUÍS I	18
2.3.5. PONTE DA ARRÁBIDA	19
2.3.6. PONTE DE S. JOÃO	20
2.3.7. PONTE DO FREIXO	21
2.3.8. PONTE DO INFANTE	22
3. DESCRIÇÃO GERAL DO PROJETO	25
3.1. ESCOLHA DO LOCAL	25
3.2. CONDICIONANTES DO LOCAL ADOTADO	28
3.2.1. CONDICIONANTES TOPOGRÁFICAS	28
3.2.2. CONDICIONANTES RODOVIÁRIAS	29
3.2.3. CONDICIONANTES GEOLÓGICA-GEOTÉCNICAS	29
3.2.4. CONDICIONANTES HIDROLÓGICAS	30
3.2.5. CONDICIONANTES URBANAS E PAISAGÍSTICAS	30
3.3. IMPLANTAÇÃO DA PONTE	31
3.4. ESCOLHA E DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DA ESTRUTURA	34

3.4.1. PLATAFORMA	35
3.4.2. TABULEIRO	36
3.4.3. PERFIL LONGITUDINAL	38
3.4.4. ARCO	39
3.4.5. SISTEMA DE SUSPENSÃO	41
3.4.6. ENCONTROS E ACESSOS	42
3.5. PROCESSO CONSTRUTIVO	43
3.6. IMPACTO VISUAL	49

4. MATERIAIS	55
4.1. DESCRIÇÃO GERAL	55
4.2. BETÃO ESTRUTURAL	56
4.2.1. BETÃO BRANCO ARQUITETÓNICO	58
4.3. ARMADURAS PARA BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO	60
4.3.1. ARMADURAS ORDINÁRIAS	61
4.3.2. ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO	62
4.4. TIRANTES	64

5. VERIFICAÇÃO E ANÁLISE DA SEGURANÇA DA ESTRUTURA

.....	67
5.1. REGULAMENTAÇÃO	67
5.2. CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO À SEGURANÇA	67
5.3. MODELOS DE ANÁLISE	68
5.3.1. PROGRAMAS DE CÁLCULO	69
5.3.2. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	69
5.3.3. VALIDAÇÃO DO MODELO	76
5.4. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES	78
5.4.1. PERMANENTES	78
5.4.1.1. Peso Próprio dos elementos estruturais	78
5.4.1.2. Restantes cargas permanentes	78
5.4.1.3. Efeitos diferidos	78
5.4.1.4. Pré-esforço	80

5.4.1.5. Tensionamento dos tirantes	80
5.4.1.6. Assentamento de apoio	86
5.4.1.7. Corrente do Rio	86
5.4.2. VARIÁVEIS	88
5.4.2.1. Sobrecargas	88
5.4.2.2. Variação da temperatura	93
5.4.2.3. Vento	95
5.4.2.4. Sismo	101
5.5. COMBINAÇÃO DE AÇÕES	103
5.6. VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES DO TABULEIRO	106
5.6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	106
5.6.2. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	106
5.6.2.1. Estado limite de descompressão	106
5.6.2.2. Estado limite de fendilhação	109
5.6.2.3. Estado limite deformação	111
5.6.2.4. Compressão máxima no betão	113
5.6.3. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	116
5.6.3.1. Esforços de cálculo	116
5.6.3.2. Resistência à flexão	117
5.6.3.3. Resistência ao esforço transversal	119
5.7. VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES DO ARCO	120
5.7.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	120
5.7.2. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	120
5.7.2.1. Estado limite de descompressão	120
5.7.2.2. Estado limite de fendilhação	122
5.7.2.3. Compressão máxima no betão	125
5.7.3. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	127
5.7.3.1. Esforços de cálculo	127
5.7.3.2. Resistência à flexão	129
5.7.3.3. Resistência ao esforço transversal	131
5.8. VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES DOS TIRANTES	131
5.8.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	131
5.8.2. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	131

5.8.3. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	133
5.9. ANÁLISE SÍSMICA	134
5.10. APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO	136
6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	139
6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	139
6.2. CONCLUSÕES	139
6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	140
BIBLIOGRAFIA	143
ANEXOS	147

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 – Panorâmica do local de implantação	1
Fig. 2 – Ponte de Kazarma – Atenas (David, 2006).....	5
Fig. 3 – Ponte Fabricius – Roma (Matthias, 2008).....	6
Fig. 4 – Ponte de Alcântara (Schlurcker, 2005).....	6
Fig. 5 – Ponte Valentré – Cahors (Magnus, 2008).....	7
Fig. 6 – Ponte Vecchio – Florença (JoJan, 2005).....	7
Fig. 7 – Iron bridge – Coalbrookdale (Flickr, 2008).....	8
Fig. 8 – Ponte Gladesville – Sydney (Robert, 2001).....	9
Fig. 9 – Ponte Chaotianmen – Chongqing (Glabb, 2010).....	9
Fig. 10 – Projeto da ponte Sheikh Rashid Bin Saeed	10
Fig. 11 – Exemplo de arco abatido, Pont de la Concorde – Paris (Mathieu, 2005).....	10
Fig. 12 – Maior ponte em tijolo do mundo, Ponte Göltzsch valley – Saxony (John, 2003).....	11
Fig. 13 – Ponte Salginatobel – Schiers (Rama, 2008).....	11
Fig. 14 – Viaduto de Gabarit – Loubaresse (Nicolas, 2010)	12
Fig. 15 – Ponte Krčki most – Croácia (Toffel, 2006)	12
Fig. 16 – Ponte Valtschielbach – Grisons (Nicolas, 2009).....	13
Fig. 17 – Ponte Lupu – Shanghai (Nicolas, 2009)	14
Fig. 18 – Ponte Terceiro Millennium – Zaragoza (willtron, 2008)	14
Fig. 19 – Ponte das Barcas	15
Fig. 20 – Obelisco da Ponte Pênsil	16
Fig. 21 – Em primeiro plano Ponte Maria Pia	17
Fig. 22 – Ponte Luís I	18
Fig. 23 – Ponte da Arrábida	20
Fig. 24 – Ponte S. João	21
Fig. 25 – Ponte do Freixo	22
Fig. 26 – Ponte do Infante	23
Fig. 27 – Local de implantação inicialmente idealizado	25
Fig. 28 – Alternativas para a nova ponte	26
Fig. 29 – Cais de V. N. Gaia.....	26
Fig. 30 – Cruzamento da Rua da Restauração com a Alameda de Basílio Teles.....	27
Fig. 31 – Cruzamento da Rua Cais do Cavaco com a Via Panorâmica em fase de construção	28
Fig. 32 – Traçado inicial sugerido para a nova ponte	31
Fig. 33 – Solução semaforizada para a implantação da ponte.....	32
Fig. 34 – Solução giratória para a implantação da ponte	32
Fig. 35 – Esquema do traçado longitudinal – 1º Solução	33

Fig. 36 – Esquema do traçado longitudinal – 2º Solução.....	34
Fig. 37 – Solução em arco flexível com tabuleiro superior rígido	34
Fig. 38 – Solução em arco rígido com tabuleiro superior flexível	35
Fig. 39 – Solução em arco com tabuleiro intermédio	35
Fig. 40 – Solução de contraventamento dos dois arcos	35
Fig. 41 – Ponte sobre o Rio Arade, Portimão.....	36
Fig. 42 – Secção transversal da Ponte sobre o Rio Arade	36
Fig. 43 – Secção transversal do tabuleiro da Ponte.....	37
Fig. 44 – Pormenor do alçado longitudinal da ponte.....	38
Fig. 45 – Desenvolvimento parabólico do arco	40
Fig. 46 – Corte transversal do arco	41
Fig. 47 – Aparelho de apoio do tipo “ <i>pot bearing</i> ” com travamento unidirecional.....	42
Fig. 48 – Geometria dos encontros E1 e E2, alçados frontais e laterais	43
Fig. 49 – Processo construtivo – Final da 4ª fase	44
Fig. 50 – Processo construtivo – Final da 7ª fase	44
Fig. 51 – Processo construtivo – Sequência do procedimento da 12ª à 14ª fase (a)	45
Fig. 52 – Processo construtivo – Sequência do procedimento da 12ª à 14ª fase (b)	45
Fig. 53 – Processo construtivo – Final da 14ª fase	45
Fig. 54 – Processo construtivo – fase intermédia da construção do tabuleiro	46
Fig. 55 – Processo construtivo – Fecho do tabuleiro	46
Fig. 56 – Processo construtivo – Fase final.....	47
Fig. 57 – Ocupação do estaleiro.....	47
Fig. 58 – Esquema de um elemento usado para o tabuleiro.....	48
Fig. 59 – Imagem do modelo tridimensional final da nova ponte sobre o rio Douro	49
Fig. 60 – Imagem do modelo tridimensional final da nova ponte sobre o rio Douro	50
Fig. 61 – Imagem do modelo tridimensional final da nova ponte sobre o rio Douro	50
Fig. 62 – Fotomontagem da nova ponte sobre o rio Douro, vista de V.N. de Gaia	51
Fig. 63 – Fotomontagem da nova ponte sobre o rio Douro, vista do Porto	51
Fig. 64 – Fotomontagem da nova ponte sobre o rio Douro.....	52
Fig. 65 – Fotomontagem da nova ponte sobre o rio Douro, vista da Ponte da Arrábida	52
Fig. 66 – Fotomontagem da nova ponte sobre o rio Douro.....	53
Fig. 67 - Diagrama parábola-retângulo e bi-linear de tensões-extensões de dimensionamento no betão (adaptado do Eurocódigo 2)	58
Fig. 68 – Viaduto do aeroporto Francisco Sá Carneiro	59
Fig. 69 – Casa da Música	59
Fig. 70 – Pavilhão do Conhecimento	59
Fig. 71 – Diagrama tensões-extensões do aço típico de armaduras para betão armado (adaptado do Eurocódigo 2)	61
Fig. 72 – Relações tensões-extensões para o aço das armaduras (adaptado do Eurocódigo 2)	62

Fig. 73 – Diagrama tensões-extensões do aço de pré-esforço (adaptado do Eurocódigo 2)	63
Fig. 74 – Diagrama tensões-extensões de dimensionamento no aço pré-esforçado (adaptado do Eurocódigo 2)	64
Fig. 75 – Tirantes formados por cabos "fechados" – locked coil cables	64
Fig. 76 – Tirantes formados por cordões individualmente protegidos e com uma bainha exterior de PEAD	66
Fig. 77 – Modelo de cálculo longitudinal do tabuleiro	71
Fig. 78 – Exemplos do uso de barras infinitamente rígidas, a) união dos arcos, b) ligação tabuleiro – travessa	71
Fig. 79 – "Offset"	72
Fig. 80 – Modelo de cálculo longitudinal dos arcos e elementos de contraventamento	73
Fig. 81 – Secção de um cabo para obtenção do coeficiente de redução da inércia	73
Fig. 82 – Planta do modelo de cálculo (plano XOY)	75
Fig. 83 – Alçado lateral do modelo de cálculo global (XOZ)	75
Fig. 84 – Perfil do modelo de cálculo global (YOZ)	75
Fig. 85 – Vista tridimensional do modelo de cálculo global apenas do arco	76
Fig. 86 – Vista tridimensional do modelo de cálculo global	76
Fig. 87 – Modelos utilizados para a verificação nos programas <i>Robot</i> e <i>SAP2000</i>	77
Fig. 88 – Diagrama de momentos fletores MY resultantes da combinação permanente retirados do <i>Robot</i>	77
Fig. 89 – Diagrama de momentos fletores MY resultantes da combinação permanente retirados do <i>SAP2000</i>	77
Fig. 90 – Força a aplicar nos tirantes para impor um deslocamento $u_q=0cm$ e $u_q=-1,2cm$ no tabuleiro	83
Fig. 91 – Tensão atuante em cada tirante	85
Fig. 92 – Momentos Fletores MY no tabuleiro sem e com ajuste dos tirantes	85
Fig. 93 – Deslocamentos verticais no tabuleiro com e sem ajuste dos tirantes	86
Fig. 94 – Divisão da faixa de rodagem em pistas fictícias	89
Fig. 95 – Aplicação do LM1 nas pistas fictícias (adaptado do Eurocódigo 1)	89
Fig. 96 – Representação transversal das alternâncias de sobrecargas (TS/UDL) segundo o Eurocódigo 1-2	90
Fig. 97 – Distribuição de temperatura no tabuleiro. a) parcela uniforme b) parcela diferencial em y c) parcela diferencial em z e d) parcela auto-equilibrada.	92
Fig. 98 – Correlação entre a temperatura mínima/máxima do ar à sombra (T_{min}/T_{max}) e a componente da variação uniforme de temperatura mínima/máxima em pontes ($T_{e,min}/T_{e,max}$)	93
Fig. 99 – Coeficiente de força $C_{f,x}$ para tabuleiros de pontes (adaptado do Eurocódigo 1)	99
Fig. 100 – Coeficientes de força para secções retangulares com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades do elemento (adaptado do Eurocódigo 1)	100
Fig. 101 – Espectros de resposta de cálculo horizontais	102
Fig. 102 – Diagrama de momentos fletores da envolvente de combinações quase permanentes nas longarinas	107

Fig. 103 – Diagrama de esforços axiais da envolvente de combinações quase-permanentes nas longarinas	107
Fig. 104 – Tensões nas longarinas nas combinações quase-permanentes (T_0 e T_{inf})	108
Fig. 105 – Diagrama de momentos fletores da envolvente de combinações frequentes nas longarinas	109
Fig. 106 – Diagrama de esforços axiais da envolvente de combinações frequentes nas longarinas.	110
Fig. 107 – Tensões nas longarinas nas combinações frequentes (T_0 e T_{inf})	110
Fig. 108 – Diagrama de momentos fletores da envolvente de combinações características nas longarinas	112
Fig. 109 – Diagrama de esforços axiais da envolvente de combinações características nas longarinas	112
Fig. 110 – Tensões nas longarinas para combinações características (T_0 e T_{inf}).....	113
Fig. 111 – Configuração da deformada máxima global da estrutura para a combinação quase permanente mais desfavorável	114
Fig. 112 – Deformação vertical máxima para a combinação quase-permanente mais desfavorável.	114
Fig. 113 – Caso de Carga em que produz maior deformada na estrutura.....	115
Fig. 114 – Configuração da deformada máxima global da estrutura causada apenas pela parcela das sobrecargas rodoviárias	115
Fig. 115 – Deformação vertical máxima causada pela parcela frequente das sobrecargas na posição mais desfavorável.....	116
Fig. 116 – Diagrama de momentos fletores da envolvente de combinações ELU nas longarinas.....	117
Fig. 117 – Diagrama de esforços axiais da envolvente de combinações ELU nas longarinas.....	117
Fig. 118 – Diagrama de esforços transversos da envolvente de combinações ELU nas longarinas.	117
Fig. 119 – Secções consideradas no cálculo	118
Fig. 120 – Diagrama de esforços axiais N_x da envolvente de combinações quase-permanentes no arco	121
Fig. 121 – Diagrama de momentos fletores M_Y da envolvente de combinações quase-permanentes no arco	121
Fig. 122 – Diagrama de momentos fletores M_Z da envolvente de combinações quase permanentes no arco	122
Fig. 123 – Diagrama de tensões na secção de encontro do arco para as combinação quase-permanente, ação base sobrecarga UDL.....	122
Fig. 124 – Diagrama de esforços axiais da envolvente de combinações frequentes no arco	123
Fig. 125 – Diagrama de momentos fletores M_Y da envolvente de combinações frequentes no arco.	123
Fig. 126 – Diagrama de momentos fletores M_Z da envolvente de combinações frequentes no arco.	124
Fig. 127 – Diagrama de tensões na secção de encontro do arco para a combinação frequente, ação base sobrecarga UDL.....	124
Fig. 128 – Diagrama de esforços axiais da envolvente de combinações características no arco.....	125
Fig. 129 – Diagrama de momentos fletores M_Y da envolvente de combinações características no arco	125
Fig. 130 – Diagrama de momentos fletores M_Z da envolvente de combinações características no arco	126

Fig. 131 – Diagrama de tensões na secção de encontro do arco para as combinações características	126
Fig. 132 – Diagrama de esforços axiais da envolvente de combinações estado limite último no arco	127
Fig. 133 – Diagrama de momentos fletores M_Y da envolvente de combinações estados limites último no arco.....	127
Fig. 134 – Diagrama de Momentos Fletores M_Z da envolvente de combinações estados limites último no arco.....	128
Fig. 135 – Diagrama de Esforços Transversos F_Y da envolvente de combinações estados limites último no arco	128
Fig. 136 – Diagrama de Esforços Transversos F_Z da envolvente de combinações estados limites último no arco	128
Fig. 137 – Diagrama de Momentos Torsores da envolvente de combinações estados limites último no arco.....	129
Fig. 138 – Secções consideradas no cálculo do arco	129
Fig. 139 – Diagrama de tensões na secção no encontro do arco para as combinações de estados limites último.....	130
Fig. 140 – Envolvente dos esforços atuantes nos tirantes para as combinações características.....	131
Fig. 141 – Tensão nos tirantes para as combinações características	132
Fig. 142 – Envolvente dos esforços atuantes nos tirantes para as combinações de estado limite último	133
Fig. 143 – Tensão nos tirantes para as combinações de estado limite último	133
Fig. 144 – Configuração da deformada do 1º modo de vibração	134
Fig. 145 – Efeito do Vento nos aparelhos de Apoio.....	136
Fig. 146 – Custos parciais da obra	35

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Classes do betão (adaptado do Eurocódigo 2).....	56
Tabela 2 – Características mecânicas do betão C30/37 e C50/60.....	58
Tabela 3 – Relação entre a classificação das armaduras em Portugal e a classificação indicada pelo Eurocódigo	62
Tabela 4 – Características mecânicas do aço de armaduras	62
Tabela 5 – Geometria de Massas do Tabuleiro	70
Tabela 6 – Geometria de massas dos arcos e elementos de contraventamento.....	72
Tabela 7 - Características geométricas dos tirantes na zona de vão suspenso	74
Tabela 8 – Verificação dos esforços máximos no tabuleiro.....	77
Tabela 9 – Verificação das reações do arco.....	78
Tabela 10 – Esforços e área mínima de cada tirante obtidos da última iteração	84
Tabela 11 – Número e largura das vias fictícias (adaptado do Eurocódigo 1)	88
Tabela 12 – Valores característicos para o Load Model 1 “básico” (adaptado do Eurocódigo 1)	90
Tabela 13 – Valores de redução para as classes de carga de pontes rodoviárias (adaptado do Eurocódigo 1)	90
Tabela 14 – Valores recomendados de k_{sur} a considerar para diferentes espessuras do revestimento da superfície	94
Tabela 15 – Valor básico da velocidade de referência do vento (adaptado do Eurocódigo 1)	96
Tabela 16 – Categoria de terreno e respetivos parâmetros (adaptado do Eurocódigo 1).....	96
Tabela 17 – Altura d_{total} a considerar para $A_{ref,x}$ (adaptado do Eurocódigo 1).....	98
Tabela 18 – Valores obtidos do Anexo Nacional para o cálculo dos espectros de resposta de projeto	102
Tabela 19 – Coeficientes simultaneidade	105
Tabela 20 – Combinações consideradas e respetivos fatores de majoração e minoração dos diferentes carregamentos para os estados limite de utilização quase-permanentes	107
Tabela 21 – Tabela das combinações consideradas e respetivos fatores de majoração e minoração dos diferentes carregamentos para os estados limite utilização frequentes	109
Tabela 22 – Tabela das combinações consideradas e os respetivos fatores de majoração e minoração dos diferentes carregamentos para os estados limite utilização característica	111
Tabela 23 – Tabela síntese das combinações consideradas e os respetivos fatores de majoração e minoração dos diferentes carregamentos para o estado limite último (STR).....	116
Tabela 24 – Resultados obtidos do dimensionamento para a flexão composta	119
Tabela 25 – Resultados obtidos do dimensionamento para o esforço transversal	120
Tabela 26 – Resultados obtidos do dimensionamento para flexão composta desviada	130
Tabela 27 – Resultados obtidos do dimensionamento para o esforço transversal	130
Tabela 28 – Esforços mais desfavoráveis nos encontros do arco.....	135
Tabela 29 – Esforços mais desfavoráveis nos montantes.....	135
Tabela 30 – Ações e deslocamentos atuantes nos aparelhos de apoio	136

Tabela 31 – Propriedades mínimas exigidas às juntas de dilatação	137
--	-----

Anexo

Tabela 32 – Estimativa orçamental da obra	36
Tabela 33 - Casos de carga analisados para o tabuleiro	40
Tabela 34 - Casos de carga analisados para os arcos	51
Tabela 35 - Casos de carga analisados para os tirantes	71
Tabela 36 – Combinações usadas para a análise no tabuleiro	78
Tabela 37 – Combinações características	79
Tabela 38 – Combinações frequentes.....	79
Tabela 39 – Combinações Quase-permanentes.....	80
Tabela 40 – Combinações Estados limites últimos	80
Tabela 41 – Combinações usadas para a análise nos arcos.....	81
Tabela 42 – Combinações características	82
Tabela 43 – Combinações frequentes.....	83
Tabela 44 – Combinações quase-permanentes	83
Tabela 45 – Combinações estados limites últimos	83
Tabela 46 – Combinações usadas para a análise nos tirantes.....	85
Tabela 47 – Combinações características	86
Tabela 48 – Combinações frequentes.....	86
Tabela 49 – Combinações quase-permanentes	86
Tabela 50 – Combinações estados limites últimos	86
Tabela 51 – Modos de vibração	87

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

m	- Metros
m ²	- Metros quadrados
A	- Área da secção [m ²]
A ₀	- Área inicial do cabo [m ²]
F	- Força [N]
a.C.	- Antes de Cristo
d.C.	- Depois de Cristo
IPTM	- Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos
m ³ /s	- Metros cúbicos por segundo
km/h	- Quilómetros por hora
m/s ²	- Metros por segundo ao quadrado
f	- Frequência natural [Hz]
f _r	- Fator de redução da inércia do cabo
g	- Aceleração da gravidade [m/s ²]
G _k	- Valor característico de uma ação permanente
H	- Força horizontal [m]
h	- Desnível entre apoios ou altura [m]
I ou I ₀	- Inércia inicial do cabo [m ⁴]
l	- Comprimento do vão [m]
L ₀ ou l ₀	- Comprimento do cabo indeformado [m]
M	- Matriz de massa ou a massa modal da estrutura
M	- Massa do cabo [kg]
N	- Esforço axial [N]
N _i	- Número de pessoas
Q _k	- Valor característico de uma ação variável
T	- Esforço axial no cabo [N]
T _{máx}	- Temperatura máxima do ar [°C]
T _{min}	- Temperatura mínima do ar [°C]
T _{e,máx}	- Temperatura máxima uniforme da ponte [°C]
T _{e,min}	- Temperatura mínima uniforme da ponte [°C]
x	- Coordenada cartesiana [m]

y - Coordenada cartesiana [m]

z - Coordenada cartesiana [m]

W - Peso do cabo [N]

α - Coeficiente de dilatação térmica ou ângulo ou coeficiente de participação de Fourier

ϵ - Extensão

ϵ_0 - Extensão inicial do cabo

Δ - Deslocamento

ΔT - Variação térmica [$^{\circ}\text{C}$]

γ - Peso volúmico do cabo

ρ - Massa volúmica [kg/m^3]

ϕ - Fator de amplificação dinâmica

Ψ - Designação genérica dos coeficientes de redução das ações

ξ - Coeficiente de amortecimento

σ - Tensão normal [MPa]

A - Ação de acidente

A - Área da secção transversal [m^2]

A_c - Área da secção transversal de betão [m^2]

A_p - Área da secção de uma armadura ou de cabos de pré-esforço

A_s - Área da secção de uma armadura para betão armado

$A_{s,\min}$ - Área da secção mínima de armaduras

A_{sw} - Área da secção das armaduras de esforço transversal

D - Diâmetro do mandril

$E_c, E_{c(28)}$ - Módulo de elasticidade tangente na origem, $\sigma_c = 0$, para um betão de massa volúmica normal aos 28 dias de idade

$E_{c,\text{eff}}$ - Módulo de elasticidade efetivo do betão

E_{cd} - Valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão

E_{cm} - Módulo de elasticidade secante do betão

$E_{c(t)}$ - Módulo de elasticidade tangente na origem, $\sigma_c = 0$, para um betão de massa volúmica normal à idade t

E_p - Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura de pré-esforço

E_s - Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado

EI - Rigidez à flexão

EQU - Equilíbrio estático

F - Ação

F_d - Valor de cálculo de uma ação
 F_k - Valor característico de uma ação
 G_k - Valor característico de uma ação permanente
 I - Momento de inércia da secção de betão
 L - Comprimento
 M - Momento fletor
 M_{Ed} - Valor de cálculo do momento fletor atuante
 N - Esforço normal
 N_{Ed} - Valor de cálculo do esforço normal atuante (tração ou compressão)
 P - Pré-esforço
 P_0 - Valor do pré-esforço inicial
 P_u - Valor do pré-esforço útil
 Q_k - Valor característico de uma ação variável
 Q_{fat} - Valor característico da ação de fadiga
 R - Resistência
 S - Momento estático
SLS - Estado limite de utilização
 T - Momento torsor
 T_{Ed} - Valor de cálculo do momento torsor atuante
ULS - Estado limite último
 V - Esforço transversal
 V_{Ed} - Valor de cálculo do esforço transversal atuante
 b - Largura total de uma secção transversal, ou largura real do banzo de uma viga em T ou L
 b_w - Largura da alma de vigas em T, I ou L
 Δ_a - Tolerância da propriedade geométrica
 d - Altura útil de uma secção transversal
 d_g - Dimensão nominal máxima do agregado
 e - Excentricidade
 f_c - Tensão de rotura do betão à compressão
 f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
 f_{ck} - Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 d de idade
 f_{cm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
 f_{ctk} - Valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples

f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples

f_p - Tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço

f_{pk} - Valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras de pré-esforço

$f_{p0,1}$ - Tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1 % à tração do aço das armaduras de pré-esforço

$f_{p0,1k}$ - Valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1 % à tração do aço das armaduras de pré-esforço

$f_{0,2k}$ - Valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2 % à tração do aço das armaduras para betão armado

f_t - tensão de rotura à tração do aço das armaduras para betão armado

f_{tk} - Valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras para betão armado

f_y - Tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado

f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado

f_{ywd} - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transversal

h - Altura total de uma secção transversal [m]

i - Raio de giração

k - Coeficiente; fator

l (ou l ou L) - Comprimento; Vão

m - Massa

r - Raio

$1/r$ - Curvatura numa determinada secção

t - Espessura

t - tempo considerado

t_0 - Idade do betão no momento do carregamento

u - Perímetro da secção transversal de betão cuja área é A_c

x - Altura do eixo neutro [m]

z - Braço do binário das forças interiores [m]

α - Ângulo; relação

β - Ângulo; relação; coeficiente

γ - Coeficiente parcial

γ_A - Coeficiente parcial relativo às ações de acidente, A

γ_C - Coeficiente parcial relativo ao betão

γ_F - Coeficiente parcial relativo às ações, F

$\gamma_{F,fat}$ - Coeficiente parcial relativo às ações de fadiga

$\gamma_{C,fat}$ - Coeficiente parcial relativo à fadiga do betão

γ_G - Coeficiente parcial relativo às ações permanentes, G

γ_M - Coeficiente parcial relativo às propriedades dos materiais, tendo em conta as incertezas na propriedade do material, nas imperfeições geométricas e no modelo de cálculo utilizado

γ_P - Coeficiente parcial relativo às ações associadas com o pré-esforço, P

γ_Q - Coeficiente parcial relativo às ações variáveis, Q

γ_S - Coeficiente parcial relativo ao aço das armaduras para betão armado ou de pré-esforço

$\gamma_{S,fat}$ - Coeficiente parcial relativo ao aço das armaduras para betão armado ou de pré-esforço sob a ação da fadiga

γ_f - Coeficiente parcial relativo às ações, sem considerar as incertezas nos modelos

γ_g - Coeficiente parcial relativo às ações permanentes, sem considerar as incertezas nos modelos

γ_m - Coeficiente parcial relativo às propriedades dos materiais, considerando apenas as incertezas na propriedade do material

δ - Incremento/coeficiente de redistribuição

ζ - Coeficiente de redução/coeficiente de distribuição

ϵ_c - Extensão do betão à compressão

ϵ_{cl} - Extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima f_c

ϵ_{cu} - Extensão última do betão à compressão

ϵ_u - Extensão do aço da armadura para betão armado ou de pré-esforço correspondente à tensão máxima

ϵ_{uk} - Valor característico da extensão do aço da armadura para betão armado ou de pré-esforço na carga máxima característica

θ - Ângulo

λ - Coeficiente de esbelteza

μ - Coeficiente de atrito entre os cabos e as bainhas

ν - Coeficiente de Poisson

ν - Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal

ξ - Relação entre as tensões de aderência das armaduras de pré-esforço e do aço das armaduras para betão armado

ρ - Massa volúmica do betão seco em estufa [kg/m^3]

ρ_{1000} - Valor da perda por relaxação (em %), 1000 h após a aplicação do pré-esforço e a uma temperatura média de 20 °C

ρ_l - Taxa de armaduras longitudinais

ρ_w - Taxa de armaduras de esforço transversal

σ_c - Tensão de compressão no betão

σ_{cp} - Tensão de compressão no betão devida a um esforço normal ou ao pré-esforço

σ_{cu} - Tensão de compressão no betão correspondente à extensão última em compressão, ϵ_{cu}

τ - Tensão tangencial de torção

ϕ - Diâmetro de um varão ou de uma bainha de pré-esforço

ϕ_n - Diâmetro equivalente de um agrupamento de varões

$\varphi(t, t_0)$ - Coeficiente de fluência do betão entre as idades t e t_0 em relação à deformação elástica aos 28 dias

$\varphi(\infty, t_0)$ - Valor final do coeficiente de fluência

ψ - Coeficientes definindo valores representativos das ações variáveis

ψ_0 - Para os valores de combinação

ψ_1 - Para os valores frequentes

ψ_2 - Para os valores quase-permanentes

ν - Coeficiente de Poisson

ν - Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal

1

INTRODUÇÃO

1.1. ÂMBITO DO PROJETO E OBJETIVOS

A história diz-nos que a evolução urbana das cidades do Porto e Vila Nova de Gaia dependeram sempre do Rio Douro e das suas magníficas travessias. As duas primeiras pontes de carácter permanente foram construídas na primeira metade do século XIX, atualmente já inexistentes. Na segunda metade do mesmo século construíram-se mais duas pontes, ainda existentes, que instituíram a elevada capacidade técnica e estética para as Pontes das duas cidades. No século seguinte construíram-se apenas três pontes, mas no início deste século XXI foi construída uma ponte singular e projeta-se a construção de mais três. As Pontes do Porto e V. N. Gaia constituem um património mundial único de grandes obras de arte ao serviço do progresso e bem-estar das populações.



Fig. 1 – Panorâmica do local de implantação

Paralelamente, ambas as cidades foram alvo de transformações físicas na reorganização urbanística, gerando um movimento centrífugo afetando a habitação, a indústria e os serviços. Em consequência têm sido particularmente notórias as perdas de população nas zonas históricas ribeirinhas (Pinho, 2005).

Esta reorganização e expansão periférica na geografia das duas cidades resultaram em novos deslocamentos diários cada vez mais complexos devido ao aumento do recurso ao automóvel, gerando rapidamente grandes congestionamentos nos principais acessos incluindo notoriamente as travessias entre as duas cidades em horários de ponta.

As autarquias das cidades do Porto e V. N. Gaia têm, desde então, incentivado a necessidade de requalificar as zonas históricas ribeirinhas com a criação de novas infraestruturas de acesso às marginais, na reestruturação habitacional e no incentivo da construção de novas travessias com o objetivo de melhorar a qualidade habitacional e mobilidade das duas cidades. O novo atravessamento servirá, tanto quanto possível, para reforçar a mobilidade rodoviária e coesão urbana entre ambas.

Atualmente, esta ligação está assegurada pelo tabuleiro inferior da ponte Luís I, localizada a Nascente do local previsto em estudo. Apesar de garantir a união física das duas margens à cota baixa, esta não facilita a aproximação das zonas de maior dinâmica urbana nem o acesso rápido às zonas de cota alta. Para além disso, tem-se questionado a segurança à passagem dos veículos e pessoas.

Outra ligação alternativa encontra-se a jusante do local de estudo, a ponte da Arrábida. Contudo esta travessia tem a sua capacidade de escoamento do tráfego rodoviário esgotada, portanto não pode atender ao aumento de trânsito que está a ser gerado pelo contínuo crescimento urbano que se verifica nas zonas ocidentais das duas cidades.

A nova ponte destina-se a ligar as duas margens à cota baixa, entre a Alameda Basílio Teles e o Cais do Cavaco, 700m a montante da ponte da Arrábida, fortalecendo as conexões territoriais locais e tirando partido da sua complementaridade funcional. A construção da via panorâmica permitirá ainda o rápido acesso à zona de cota alta de Gaia desenvolvendo novas dinâmicas motivadas pela sua interação.

O alinhamento inicial proposto em estudo corresponde ao prolongamento da Rua de D. Pedro V, no Porto, em ligação à Via Panorâmica em V. N. Gaia. Pretende-se assim o estudo prévio de várias alternativas, referindo as várias condicionantes no local de implantação e o projeto base de uma solução abrangendo aspetos de análise estrutural e de conceção.

1.2. DESCRIÇÃO E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está organizada em dez capítulos, incluindo este capítulo de “Introdução,” onde se enquadra o tema em estudo, evidenciando a relevância do âmbito em que se insere, bem como os objetivos que se pretende atingir.

No Capítulo 2, “Estado da Arte”, é apresentado um enquadramento histórico, apresentando alguns exemplos de obras de arte marcados pela descoberta e inovação seguido de uma breve descrição das estruturas de pontes em arco referindo várias tipologias de conceção e sistemas estruturais. Por fim é exposta uma breve referência histórica às pontes do Porto até agora construídas.

O Capítulo 3, “Descrição Geral do Projeto”, inicia-se com a formulação e descrição do problema, apresentando a localização da obra e as características e condicionantes do local. De seguida é estudada a solução geométrica a adotar e é feito o pré-dimensionamento da ponte. Posteriormente é descrito e analisado, referindo-se as vantagens do processo de construção e é feito um estudo do impacto da construção da obra na envolvente urbanística de modo a validar a aplicação da solução geométrica estudada.

No capítulo 4, “Materiais”, faz-se uma descrição dos materiais usados, comparando as suas características mecânicas.

No capítulo 5, “Verificação e Análise da Segurança da Estrutura”, procedeu-se ao estudo das opções tomadas na modelação da estrutura em dois programas de cálculo automático. Seguidamente é validado o modelo de cálculo através da comparação de resultados. São apresentadas as ações e as combinações de esforços atuantes sobre a estrutura seguidas das análises estática e dinâmica. Finalmente são dimensionados os diferentes elementos estruturais com vista à definição geral da estrutura.

No capítulo 6, “Conclusões e Desenvolvimentos Futuros”, referem-se as principais conclusões do trabalho realizado. Por fim fazem-se algumas sugestões para eventuais trabalhos futuros.

2 ESTADO DA ARTE

2.1. HISTÓRIA E EVOLUÇÃO DAS PONTES EM ARCO

O arco terá sido a grande inovação do homem na aplicação das estruturas. Foi desde muito cedo utilizado em inúmeras obras pela forma como conferia resistência.

Terá sido na antiga Grécia, que o arco foi primeiramente usado como componente na construção de pontes. Prova disso é a Ponte de Kazarma ou Ponte de Arkadiko (Fig. 2) que para muitos é considerada a ponte em arco mais antiga ainda em serviço (Simpson R, 1998), localizada na Grécia a 1 300 a.C..



Fig. 2 – Ponte de Kazarma – Atenas (David, 2006)

No entanto foram os Romanos os responsáveis pela utilização em grande escala a tirar proveito do arco na construção de infraestruturas na expansão do seu império. Além das pontes, foi integrado na construção de vários aquedutos feitos de alvenaria de pedra, recorrendo à sobreposição múltipla de diferentes arcos nas estruturas. A pedra passou assim a ser a matéria-prima de eleição durante muito tempo até à descoberta de materiais estruturalmente mais eficientes como ferro e o betão armado. O conceito de cimbra também foi descoberto nas pontes romanas, usando treliças reutilizáveis em madeira para a sua construção.

No que diz respeito à configuração, o arco poderia ser composto por empilhamento de blocos retangulares em consola até se encontrarem ou por pedras de faces curvas sobrepostas criando uma semicircunferência até à pedra angular de fecho do arco. Esta solução tinha a vantagem de não ser necessária a utilização de ligante.

Hoje em dia existem exemplos notáveis de obras de engenharia deixadas pelos romanos. A ponte Fabricius (Fig. 3), construída em 62 a.C., é considerada a ponte romana mais antiga em Roma que se encontra ainda em utilização. Revestida por tijolos travertino, a ponte é constituída por dois arcos e tem um comprimento de 62m por 5.5m de largura (Claridge, 1998).



Fig. 3 – Ponte Fabricius – Roma (Matthias, 2008)

A ponte Romana de Alcântara (Fig. 4) é um exemplo nacional, mandada construir pelo imperador Trajano em 106 d.C. para fazer a travessia sobre o rio Tejo. Esta é constituída por seis arcos assimétricos, que assentam sobre cinco pilares com alturas diferenciadas totalizando uma extensão de 194m de comprimento, 61m de altura e 8m de largura.



Fig. 4 – Ponte de Alcântara (Schlurher, 2005)

Já nos séculos XIV e XV, a utilização de pontes em arco era cada vez mais usual para fazer face às barreiras que o relevo impunha. Para além disso, começaram a integrar as ordens arquitetónicas e religiosas, como o arco ogival, introduzidos nas cúpulas, que seriam a evolução do arco de volta perfeita usados principalmente na construção de lugares de culto. Este tipo mostrava ser mais eficaz, pois minimizava as forças horizontais, permitindo estruturas mais esbeltas. Um exemplar do arco ogival, ou também conhecido por arco gótico, está presente na Ponte Valentré (Fig. 5), em França, datada do século XIV. Possui seis arcos ogivais com 16.5m de vão e 40m de altura onde insere três torres.

Outra particularidade desenvolvida foi a introdução de narizes nos pilares em forma triangular e semicircular para diminuir a erosão devido às ações hidrodinâmicas provocadas pelos rios com o decorrer dos anos (American Society of Civil Engineers, 2008).



Fig. 5 – Ponte Valentré – Cahors (Magnus, 2008)

O conceito de funcionalidade acrescida em pontes surgiu na Idade Média, com as habitacionais, militares, comerciais e espirituais. A mais conhecida ponte europeia, de uso comercial, é a Vecchio (Fig. 6) em Itália, do século XIV. Constituída por três arcos abatidos onde foram utilizados, pela primeira vez na Europa, arcos que não atingem metade de uma semicircunferência. Esta apresenta uma flecha mínima de 3.9m, com um vão central de 30m e com os vãos laterais de 27m, e um tabuleiro de largura pouco comum com 32m (Bartlett, 1992).



Fig. 6 – Ponte Vecchio – Florença (JoJan, 2005)

No período renascentista, começou a aparecer o interesse no conhecimento científico na construção de pontes. Apesar de já anteriormente ter existido um esforço em avaliar a melhor forma de construir foi só nessa altura que o conhecimento foi posto em prática, com a criação das primeiras escolas de engenharia civil.

Exemplo disso é a École des Ponts et Chaussées que terá sido a primeira escola de engenharia do mundo. Assim, no século XVIII ocorreu uma evolução significativa nas descobertas, levando ao aparecimento de pilares e arcos mais esbeltos e leves em simultâneo com o aumento sucessivo dos vãos, abandonando-se assim os critérios excessivamente conservadores.

No mesmo século, a Revolução Industrial iniciada em Inglaterra marcou o surgimento de novos materiais e com isso possibilitou ao Homem a criação de novas estruturas de grande esbelteza, e as pontes não constituíram uma exceção. O aço, antecedido pelo ferro, permitiu conferir às estruturas maior resistência e leveza para dar resposta a novas solicitações, como a necessidade de ultrapassar o problema da locomoção ferroviária.

A primeira ponte construída em ferro fundido foi a Iron Bridge (Fig. 7) situada em Inglaterra. Construída entre 1777 e 1779, com um vão de 30.5m, foi uma inovação na engenharia, uma vez que a pedra até então encontrava dificuldades em atingir tal vão (Brown, 1993).



Fig. 7 – Iron bridge – Coalbrookdale (Flickr, 2008)

Foram várias as pontes construídas em ferro fundido, forjado e sobretudo em aço no nosso país, como é o caso da ponte Maria Pia e a ponte Luís I. O cimento e o betão, descobertos durante o Império Romano, começaram a ser comumente aplicados em meados do século XIX, intensificando o seu uso combinado com o aço.

Um dos muitos exemplos de pontes em betão armado é a Ponte de Gladesville (Fig. 8) que abrange o Rio Parramatta, localizado em Sidney, Austrália, construída posteriormente à Ponte da Arrábida. Esta tornou-se durante alguns anos o maior arco em betão armado do mundo, com um vão de 305m e quatro arcos gémeos justapostos com 41m de flecha apresentando-se mais abatido do que os 52m da Ponte da Arrábida. Diferenciado ainda por um tabuleiro de desenvolvimento longitudinal em concordância, o método construtivo adotado teve como princípio a utilização de blocos de betão pré-fabricados, erguidos do rio, e colocados no cimbrio metálico através de uma via de carris (Stephensen, 1967).



Fig. 8 – Ponte Gladesville – Sydney (Robert, 2001)

A aplicação do método de avanços sucessivos, de atirantamentos provisórios e de cimbres metálicos cada vez mais eficientes permitiu a construção de arcos mais esbeltos e vãos cada vez maiores, chegando-se facilmente a pontes em betão armado de 100 a 400m de vão.

Hoje existem obras de arte de grande reconhecimento, sendo possuidoras de recordes mundiais. A ponte Wanxian detém o maior arco em betão armado com 420m de vão. A ponte Lupu apresenta um arco de 550m de vão, sendo constituída parcialmente por betão armado e aço estrutural. A ponte Chaotianmen (Fig. 9) apresenta na atualidade o maior arco totalmente metálico com 552m de vão.



Fig. 9 – Ponte Chaotianmen – Chongqing (Glabb, 2010)

São inúmeros os avanços obtidos em engenharia de pontes na adoção de novas formas, novos materiais e novas técnicas de funcionamento e análise. Exemplo da ambição do Homem é a ponte Sheikh Rashid Bin Saeed (Fig. 10) projetada para tráfego rodoviário e de Metro nos Emirados Árabes Unidos. Presume-se que será o maior arco do mundo, com 667m de vão, apesar de ainda ser desconhecida a data de conclusão (Ahmed, 2008).



Fig. 10 – Projeto da ponte Sheikh Rashid Bin Saeed

2.2. TIPOLOGIA DO ARCO

Inicialmente a forma do arco assemelhava-se a uma figura geométrica simples e baseava-se na circunferência pela sua simplicidade, tendo assim nascido o designado arco de volta perfeita. Este foi desde muito cedo usado e explorado pelos romanos não só em pontes mas também em edifícios. Em virtude de novas descobertas na área da ciência, surgiram novas formas, criando uma nova estética e funcionalidade estrutural. Refere-se, como exemplo, os arcos trilobados e góticos usados sobretudo na Idade Média e no Renascimento, e mais tarde o arco abatido (Fig. 11) introduzido por Perronet, seguindo-se a introdução dos arcos com desenvolvimento polinomial (Parke, 2008).



Fig. 11 – Exemplo de arco abatido, Pont de la Concorde – Paris (Mathieu, 2005)

As qualidades do arco foram motivo da sua forte adoção na antiguidade em resultado do seu bom comportamento resistente. A ausência de trações permitiu a construção de pontes com materiais resistentes à compressão, sendo a única estrutura enquadrada na construção em pedra, onde esta matéria-prima era abundante e barata. No entanto, desde cedo surgiram também os de tijolo (Fig. 12) e madeira também pela sua abundância e fácil manipulação da matéria-prima na construção de pontes, os quais também foram integrados juntamente com a pedra.



Fig. 12 – Maior ponte em tijolo do mundo, Ponte Göltzsch valley – Saxony (John, 2003)

No entanto, estes materiais tornavam-se incapazes de resistir a elevadas trações. A revolução industrial e a inovação trouxeram novos materiais, o ferro e o aço como elementos estruturais na construção de arcos metálicos e mais tarde o betão conjugado com aço na construção dos arcos em betão armado.

No comportamento dos sistemas estruturais, estes podem variar de acordo com as condições de apoio conduzindo a linhas de pressões distintas. Se estivermos perante um arco triarticulado (Fig. 13), a estrutura será isostática, devendo-se desenvolver de acordo com a linha de pressões e apresentar espessura variável para levar em conta as pressões resultantes das ações variáveis. Contudo, este tipo de sistema apresenta alguns problemas de deformação em condições de serviço, que é uma condicionante quando se pretende vencer grandes vãos.



Fig. 13 – Ponte Salginatobel – Schiers (Rama, 2008)

No caso de arcos biarticulados (Fig. 14), a estrutura será porventura uma vez hiperestática, o que resulta em arcos com espessura usualmente menor nos encontros, visto que os momentos máximos dão-se na zona de fecho. Tipicamente, esta solução está presente em pontes de arco metálico, o que comparativamente com os arcos triarticulados apresenta menos problemas de deformação.



Fig. 14 – Viaduto de Gabarit – Loubaresse (Nicolas, 2010)

Já os arcos encastrados (Fig. 15) apresentam três graus de hiperstaticidade, o que por funcionamento estrutural implica menores esforços de flexão. No entanto, estes tornam-se mais sensíveis a deformações impostas como a retração, fluência e variação de temperatura, o que poderá conduzir a maiores momentos fletores em comparação com as outras soluções anteriormente referidas. Consequentemente é necessário recorrer a fundações maiores para serem capazes de absorver os momentos nos encontros. Esta solução é usada em particular nas estruturas de betão armado, apresentando usualmente maior espessura nos apoios do que no fecho do arco.



Fig. 15 – Ponte Krčki most – Croácia (Toffel, 2006)

Usualmente o arco é o elemento de maior rigidez face ao tabuleiro, responsável por resistir essencialmente aos momentos fletores das ações atuantes. Isto é perceptível quando nos deparamos com uma ponte onde a secção do arco se destaca dos restantes elementos. Robert Maillart (1872-1940) foi um revolucionário na engenharia das pontes com uma nova forma e tipo de pontes em arco. Até então, o arco representava o elemento de maior rigidez, mas para reduzir os momentos fletores fez-se aumentar a rigidez do tabuleiro para que o arco ficasse somente sujeito a compressões e à encurvadura, permitindo a execução de arcos consideravelmente mais esbeltos. O engenheiro suíço projetou uma série de pontes em arco de betão armado nas magníficas paisagens montanhosas da Suíça. A Ponte de Valterschielbach (Fig. 16), construída em 1930 foi um exemplo da sua inovação e criatividade na esbelteza das estruturas tendo sido considerada uma das melhores obras de arte em engenharia civil.



Fig. 16 – Ponte Valterschielbach – Grisons (Nicolas, 2009)

Os arcos tímpanos foram uma tipologia desde sempre usada na antiguidade em construção de pontes, em que consistia na união do arco com o tabuleiro. Contudo, esta solução bastante parecida com uma viga tinha o inconveniente de gerar um peso elevado, condicionando a dimensão do vão a alcançar.

As pontes com tabuleiro superior foram a solução usada durante muitos anos, onde o tabuleiro se situava acima do arco, apoiando-se em montantes. Por isso, um inconveniente que acompanhou as pontes em arco foi a altura exigida pelo tabuleiro para atender à flecha requerida pelo desenvolvimento do arco. A problemática fez criar novas soluções, que consistiram em elevar o arco face ao tabuleiro, gerando duas novas tipologias de pontes em arco. Assim, as pontes com tabuleiro intermédio (Fig. 17) passaram a ser usadas, uma vez que permitem posicionar o tabuleiro entre a cota dos encontros e a do fecho do arco. Consequentemente, o tabuleiro passa a estar parcialmente apoiado em montantes e suspenso por tirantes.



Fig. 17 – Ponte Lupu – Shanghai (Nicolas, 2009)

Nas pontes com tabuleiro inferior (Fig. 18), o tabuleiro encontra-se ligado ao arco ao nível dos encontros. Esta solução tem a possibilidade de eliminar as forças horizontais transmitidas ao solo, sendo estas aplicadas ao tabuleiro, que fica assim tracionado.



Fig. 18 – Ponte Terceiro Millennium – Zaragoza (willtron, 2008)

Presentemente pode-se dizer que existem muitas possibilidades na utilização de materiais, na forma e desenvolvimento do arco e no seu funcionamento estrutural, dando espaço à imaginação do Homem no projeto de pontes.

2.3. AS PONTES DO PORTO

A travessia sobre o rio Douro constituiu uma das necessidades mais sentidas pelas populações com o evoluir das duas cidades do Porto e de V. N. Gaia. Até inícios do século XIX a sua travessia era feita através da utilização de pequenas embarcações para dar resposta às naturais exigências de comunicação e da realização de trocas comerciais entre as duas margens. A necessidade crescente de criar novas estruturas de forma a ultrapassar esse obstáculo fez improvisar a construção de um sistema de passadiços assentes sobre barcas na altura do ano onde o caudal do rio assim o permitia.

2.3.1. PONTE DAS BARCAS

Até finais do século XVIII, uma das complicações que impossibilitava a construção de uma ponte sobre o Douro prendia-se com o facto de ser impossível vencer um vão com a largura correspondente à distância entre margens. Foi então criada a Ponte das Barcas (Fig. 19). Esta era formada por várias embarcações de pequeno porte ao longo do rio criando um sistema flutuante permitindo a passagem de pessoas, bens e veículos de tração animal.

Este sistema flutuante terá sido desenvolvido pelos Romanos aquando da expansão e desenvolvimento do seu Império. Desde então foram inúmeros os relatos da sua utilização, mas só em 1806 foi inaugurada no rio Douro uma ponte construída com carácter permanente apenas sendo desmontada em alturas de cheia, quando a velocidade e força das águas eram elevadas. Julga-se que a ponte estava localizada no Cais da Ribeira a jusante da Ponte Luís I. O sistema flutuante era composto por 20 barcas unidas com cabos de aço e ancoradas ao fundo do rio criando uma estrutura contínua por aplicação de um tabuleiro de estrados de madeira sobre as várias barcas.

Em 29 de Março de 1809, deu-se uma catástrofe durante a invasão das tropas napoleónicas comandadas por marechal Soult. Devido à carência de segurança do sistema flutuante, a fuga dos habitantes enquanto tentavam atravessar para o lado oposto da margem a fim de procurar refúgio fez ceder a estrutura consumando centenas de mortes por afogamento (Azeredo, 2002).



Fig. 19 – Ponte das Barcas

Após vários anos a ponte foi sendo reconstruída e melhorada, mas para dar satisfação ao crescimento da cidade havia a necessidade de criar uma nova ponte e independente das cheias do rio. Nos inícios do século XIX, existiram algumas tentativas de construção de uma travessia das quais ainda chegou a existir um projeto de uma ponte com um único arco em alvenaria de pedra, entre Porto e V. N. Gaia. Esta ponte, que para muitos era tecnicamente inexequível pela dimensão do vão a vencer, estaria localizada onde atualmente se encontra a ponte Luís I, mas que seria inviabilizada pela morte do autor do projeto, Francisco de Almada e Mendonça em 1804.

Com o passar dos anos, o desenvolvimento económico e social instalou-se nas duas cidades, abrangidas pela Revolução Industrial, através de inovações tecnológicas na industrialização. O ferro fundido surgiu assim como uma solução inovadora, impulsionando o projeto e construção de novas travessias. Deste modo originou a maior obra de engenharia civil realizada na cidade do Porto durante a primeira metade do século XIX, a Ponte D. Maria II, conhecida como Ponte Pênsil.

2.3.2. PONTE PÊNSIL

Oficialmente designada Ponte D. Maria II, mas conhecida como Ponte Pênsil pelo facto de constituir uma ponte suspensa por cabos metálicos, foi inaugurada em 1843 como elemento significativo na dinâmica da rede de infraestruturas da cidade do Porto. Esta seria a primeira a fazer a travessia do rio Douro e a estabelecer a ligação permanentemente entre as duas margens na zona onde a distância entre as mesmas seria adequada para a sua construção.

Inicialmente, a localização da ponte foi debatida pois estaria projetada para o prolongamento da rua de S. João, mas por protesto dos moradores, revoltados com o prejuízo que traria ao comércio local a presença dos maciços do sistema de amarração sobre a Praça da Ribeira. Desta forma, a localização foi alterada para a zona dos Guindais, no Porto e para o lugar de Penedo em V. N. Gaia.



Fig. 20 – Obelisco da Ponte Pênsil

A alteração acabou por trazer outras vantagens, visto que deixaria livre a bacia portuária ao comércio marítimo, facilitando as trocas comerciais, para além de que a cota do tabuleiro seria suficientemente elevada para não ser posta em causa pelo nível das águas em período de cheia, salvaguardando o seu acesso.

Stanislas Bigot projetou um sistema que consistia numa estrutura suspensa por duas catenárias constituídas por quatro cabos de cada lado, disposto a par, e ligeiramente afastados entre si. Apoiavam-se em quatro obeliscos de cantaria em pedra e estavam ancorados em poços verticais escavados nos maciços rochosos.

Esta estrutura suspendia um tabuleiro feito em madeira com aproximadamente 6m de largura, ao longo dos mais de 170m de vão. Esta solução não inspirava confiança no seu atravessamento devido ao excesso de vibrações. Além disso, o facto de ser difícil a inspeção e manutenção dos cabos em ferro e elementos de ancoragem colocou em causa a continuidade da estrutura.

Assim, a Ponte Pênsil foi demolida após a entrada em serviço da Ponte Luís I, ficando para as gerações que se seguem um marco da história da cidade do Porto, materializado pelas ruínas do obelisco e da casa da guarda (Fig. 20).

2.3.3. PONTE MARIA PIA

Para estabelecer a ligação ferroviária entre a cidade do Porto e Lisboa, numa altura em que a rede ferroviária crescia em Portugal foi necessário resolver o problema da travessia do Douro que até à data era uma barreira ao desenvolvimento do país. Foi então criada a primeira ponte metálica ferroviária que fazia a travessia sobre o Douro tendo o projeto e construção sido executados pela empresa G. Eiffel et Compagnie, após diversas propostas na fase de concurso para a construção. A solução, para além de ser a que menos custo acarretava, demorou apenas dois anos a ser concluída e surgiu na altura como uma inovação mundial na engenharia civil.



Fig. 21 – Em primeiro plano Ponte Maria Pia

Inaugurada na presença de D. Luís e de D. Maria Pia e muitas outras figuras da realeza a 4 de Novembro de 1877, a Ponte Maria Pia (Fig. 21) tornou-se um exemplo de uma obra de arte bem conseguida a nível estrutural e estético com um vão que até agora só era conseguido essencialmente por pontes suspensas, tornando-se uma referência nas pontes em arco.

A Ponte apresenta como elemento básico estrutural na zona central um arco treliçado metálico biarticulado, apoiado pontualmente nos maciços rochosos de ambas as margens apresentando uma flecha de 42.6m e um vão de 160m. O tabuleiro ferroviário tem uma extensão total de 352.9m entre os encontros, a uma altura de 61m do rio Douro. Este funde-se diretamente no arco na zona central e apoia-se em dois montantes metálicos dispostos de cada lado ao nível dos rins do arco. Na zona lateral, o tabuleiro é suportado por pilares de altura e secção variável que se apoiam diretamente nas fundações.

Na fase da sua construção, o arco era feito por avanços sucessivos suspenso por pilares já construídos e dado que não se usava pré-fabricação a construção era feita por progressivas justaposições, barra a barra.

A ponte esteve em funcionamento durante 114 anos até 1991, aquando da entrada em serviço da Ponte de S. João, sendo hoje símbolo e fonte de atração turística das duas cidades.

2.3.4. PONTE LUÍS I

Poucos anos após a construção da ponte Maria Pia e com o crescimento populacional, industrial e o avanço tecnológico que apareceu em ambas as cidades apesar das dificuldades económicas sentidas no país, a construção da Ponte D. Luís I (Fig. 22) foi inevitável.

Com o pedido da Câmara Municipal do Porto ao Governo em Fevereiro de 1876, foi incentivada a sua construção, com o intuito de substituir a ponte Pênsil por falta de segurança a quem fazia a sua travessia e onde o tráfego e carga dos veículos aumentavam ano após ano.



Fig. 22 – Ponte Luís I

Em 1880 foi aberto a concurso a construção referente à nova travessia sobre o Douro, onde foram apresentadas 12 propostas baseadas todas em estruturas metálicas. A ponte acabou por ser projetada pelo Engenheiro Théophile Seyrig, que dados alguns relatos, já teria sido responsável pelo projeto da Ponte Maria Pia, enquanto era sócio de Eiffel.

A construção iniciou-se em 1881 e foi inaugurada em 1886 ao lado da ponte Pênsil que a acabaria por ser demolida no ano seguinte. A ponte Luís I, toda ela parecida com a ponte Maria Pia, diferenciava-se pela existência de um tabuleiro inferior possibilitando a continuidade da circulação à cota baixa. As atividades de expansão urbanística tiraram proveito da circulação proporcionada pelo tabuleiro superior.

A ponte Luís I possui um arco parabólico metálico como elemento mais rígido da estrutura comparado com ambos os tabuleiros, possuindo um vão de 172m e uma flecha de 44.6m e uma relação de flecha/vão idêntica à ponte Maria Pia.

O tabuleiro inferior tem 174m à cota 12m, suspenso por pendurais do arco. O tabuleiro superior tem uma extensão de 392m à cota 62m, apoiando-se diretamente sobre a zona central do arco mas também por intermédio de pilares apoiados ao nível dos rins do arco e outros diretamente na fundação.

A ponte Luís I, em particular o seu tabuleiro superior, foi recentemente sujeita a alterações e estudos no âmbito da exploração da rede de Metro do Porto, na substituição da via rodoviária existente para uma de uso exclusivo para o Metro e passagem de peões. Assim sendo, o tráfego passou a ser desviado por intermédio da Ponte do Infante.

2.3.5. PONTE DA ARRÁBIDA

Em meados do século XX, o crescimento e evolução da mobilidade no país, em particular a circulação rodoviária entre o Porto e V. N. Gaia, fazia-se com maior dificuldade, uma vez que até à data a circulação entre ambas as cidades só era possível graças à ponte Luís I.

Com a expansão urbanística e com o aumento demográfico, o Conselho Superior de Obras Públicas expressava a necessidade de uma nova ponte com função mista localizada jusante da ponte existente, já próxima da Foz do rio. Após vários estudos, o referido conselho chegou à conclusão que uma solução exclusivamente rodoviária seria mais adequada.

Mais tarde, o projeto para a nova travessia seria adjudicado ao Eng. Edgar Cardoso pela Junta Autónoma de Estradas, antigo aluno da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Após o desenvolvimento de várias soluções distintas usando diferentes materiais adequados à sua construção, o projeto viria a ser uma solução em betão armado, tornando-se a primeira ponte sobre o rio Douro que utiliza este material.

Das inúmeras pontes projetadas, Eng. Edgar Cardoso acabaria por se tornar uma referência mundial com a construção da ponte da Arrábida (Fig. 23). Inaugurada a 22 de junho de 1963, a ponte tornou-se uma obra excecional e de grande beleza, em que o arco teria 270m de vão e 52m de flecha. Este foi durante alguns anos o maior arco de betão armado do mundo. O arco é composto por duas costelas ocas bicelulares de secção com espessura de 4.5m nas nascenças e 3.0m da zona de fecho ligadas entre si por cruces de contraventamento. O tabuleiro de extensão total de 614.6m e largura de 26.5m possuía duas faixas de rodagem e duas faixas laterais para peões e ciclistas. Anos mais tarde, as faixas de rodagem, devido ao aumento do tráfego rodoviário, foram modificadas com a redução da largura das faixas laterais e com o acréscimo de uma nova via em cada faixa.



Fig. 23 – Ponte da Arrábida

Estruturalmente, a ação do tabuleiro é transmitida através de dez planos de quatro montantes sobre o arco e quatro de maior dimensão de secção oca, pilastras, que para além de realçar a estética da ponte albergavam elevadores atualmente desativados fazendo o remate da zona central da ponte. Os restantes pilares apoiam-se diretamente nas encostas.

O processo construtivo adotado foi um aspeto inovador que causou curiosidade devido ao facto de os segmentos do cimbri serem transportados através de barcaças no rio. Os segmentos laterais foram atirantados aos pilares de maior dimensão (pilastras) que viriam a servir de elemento de suspensão do segmento de fecho.

A ponte da Arrábida é a mais movimentada do Norte do país, nela passando em média 136 mil carros por dia. Este volume de tráfego tem tendencialmente vindo a aumentar a cada ano.

2.3.6. PONTE DE S. JOÃO

Em 1991, a ponte Maria Pia tinha graves problemas na circulação ferroviária, pois apresentava apenas uma linha de circulação, sendo a velocidade do atravessamento feita de forma muito condicionada.

Na década de quarenta existiam motivos para a construção de uma ponte simultaneamente rodoviária e ferroviária. Posteriormente em 1963 foi proposto ao Eng. Edgar Cardoso a elaboração de uma ponte com o reaproveitamento do cimbri metálico já utilizado na ponte da Arrábida a montante da ponte Maria Pia. No entanto, dado o facto do local de implantação ser demasiado próximo da ponte Maria Pia e por questões de inovação estética foi posto em concurso a construção da ponte sem qualquer condicionante.

Em Portugal, onde já se previa a entrada na comunidade europeia foi necessário contornar o estrangulamento à circulação que até então existia na principal linha ferroviária do país. Assim, Eng. Edgar Cardoso tornou-se novamente o responsável pelo projeto da nova travessia, batizada com o nome de S. João (Fig. 24), para substituir a velha ponte já centenária que seria a quarta entre as cidades de Porto e V. N. Gaia.

A solução em arco, que até agora era a tipologia mais usada nas pontes sobre o rio Douro, foi substituída pela primeira vez por uma solução em pórtico de betão pré-esforçado, 180m a montante da Ponte Maria Pia. A estrutura composta por três vãos, 125, 250 e 125m apoia-se sobre dois pilares de secção variável, retangular no topo e tubular na base fundados no leito do rio. A solução em pórtico com este tipo de pilares revelou ser esteticamente uma solução elegante.



Fig. 24 – Ponte S. João

A partir da construção dos dois pilares, foi feito um tabuleiro por avanços sucessivos simultaneamente nos dois pilares até à aduela de fecho. O tabuleiro em caixão de secção variável bicelular tem uma altura de 12m sobre pilares e 6m a meio vão do tramo central e nos restantes tramos adjacentes.

O tabuleiro tem uma extensão total de 1028.8m de extensão, o lado Sul tem 358.8m com tramos de 60m e com o tramo exterior de 58.8m, o lado central tem 500m e o Norte tem 170m com tramos igualmente de 60m mas com o tramo exterior de 50m, estando a uma altura máxima de 66m.

Este tipo de solução adotada tem elevadas quantidades de aço pré-esforçado e ordinário, possuindo pré-esforço longitudinal, transversal nos banzos e vertical nas almas do caixão.

No decorrer da obra foi construído um edifício para um melhor acompanhamento de toda a construção, com o objetivo de alojar toda a instrumentação. Curiosamente, este edifício tinha duas torres que pretendiam simular a ponte em fase de construção através da aplicação de macacos hidráulicos induzindo entre elas forças de ação e reação. Além da função de apoio à obra, este serviu ainda para algumas experiências e para o ensaio de uma aduela.

2.3.7. PONTE DO FREIXO

Nos anos sessenta e setenta, após a entrada de Portugal na comunidade europeia, houve a necessidade de uma nova travessia após estudos realizados pelos órgãos municipais das duas autarquias. No entanto por dificuldades em definir a sua localização em concordância com as vias existentes, a construção prolongou-se até 1985, ano em que foi efetuada a pré-qualificação para a elaboração do projeto da nova travessia rodoviária na zona do Freixo com os respetivos acessos e nós de ligação.



Fig. 25 – Ponte do Freixo

A solução proposta pelo Eng. António Reis e pelo Engenheiro Daniel de Sousa para a ponte foi ajustada às características do traçado da autoestrada que obrigavam o atravessamento do Douro a ser feito à cota baixa, num local em que o rio é muito largo. Além disso, a necessidade da ponte albergar oito vias de tráfego, a localização em zona de grande densidade populacional, as condições geológico-geotécnicas, os elevados caudais de cheia e o prazo pretendido para a sua execução foram motivos que condicionaram a solução final.

A construção da Ponte do Freixo (Fig. 25) iniciou-se em 1992 e terminou em setembro de 1995. A ponte apresenta um desenvolvimento total de 705m e é constituída por dois tabuleiros em sucessivos pórticos, contabilizando um total de oito vãos, sendo o maior de 150m. Afastados de 0.10m ao longo de toda a extensão, os tabuleiros em caixão unicelular variam longitudinalmente em altura entre 2.5m e 7.5m na zona dos pilares nos tramos centrais. Transversalmente apresentam 18m de largura por cada um, constituindo um total de 36m.

Os caixões foram pré-esforçados em ambas as direções horizontais, tendo sido também aplicado pré-esforço vertical para permitir uma redução da espessura e peso das aduelas junto ao apoio.

A ponte tem grande capacidade no escoamento do trânsito rodoviário, passando nela mais de 95 mil veículos por dia.

2.3.8. PONTE DO INFANTE

No início do século XXI, com a necessidade de criar novas dinâmicas urbanísticas, foi criado o Metro do Porto. Para integrar o Metro nas duas cidades a solução estipulada passaria pelo alinhamento da ponte Luís I. Em consequência, o tabuleiro superior que até agora constituía uma travessia rodoviária foi substituído para dar origem a duas vias de circulação, ligando a linha D do metro do Porto à cidade de V. N. Gaia.

Prevendo antecipadamente a substituição da função associada ao tabuleiro superior, em 1997 foi lançado a concurso público internacional para a construção de uma nova ponte. Das 14 propostas provenientes de cinco consórcios de empresas, a solução vencedora foi entregue à equipa de projeto constituída pela empresa Adão da Fonseca & Associados – Consultores de Engenharia, pelos engenheiros Fernández Ordóñez e Millanes Mato e pelo arquiteto Alexandre Burmester. Esta solução estrutural foi idealizada com base em obras do engenheiro Robert Maillart.



Fig. 26 – Ponte do Infante

Ligando a escarpa da serra do Pilar em V. N. Gaia à Alameda das Fontainhas, na proximidade do centro histórico do Porto, foi batizada de Ponte do Infante em homenagem ao português Infante D. Henrique (Fig. 26). A 30 de Março de 2003 foi aberta ao público, mostrando ser uma solução singular, robusta e limpa.

A solução utilizada é composta por um arco esbelto de 1.5m de espessura e largura variável, sendo de 20m nos encontros e 10m na zona central do tabuleiro. Este por sua vez apresenta-se extremamente abatido, possuindo um vão de 280m e uma flecha de 25m. A relação entre vão e flecha constitui atualmente um record mundial para esta tipologia de pontes. O tabuleiro, com secção em caixão, possui uma altura constante de 4.5m e uma largura de 20m e está apoiado em montantes afastados de 35m.

O tabuleiro apresenta maior rigidez do que o arco, ao contrário do que acontece normalmente neste tipo de pontes. Este aspeto foi condicionante em fase de construção, de tal modo que se tornou necessário construir por avanços sucessivos o arco simultaneamente com o tabuleiro, bem como colocar diagonais provisórias materializadas por tirantes pré-esforçados para produzir maior rigidez ao conjunto arco-tabuleiro.

Atualmente a ponte serve o tráfego rodoviário com duas faixas de rodagem de duas vias e representa, juntamente com as restantes pontes do Porto, o símbolo da história e evolução das duas cidades.

3

DESCRIÇÃO GERAL DO PROJETO

3.1. ESCOLHA DO LOCAL

A localização da ponte rodoviária já referenciada no capítulo 1 destina-se a fazer a ligação das cidades do Porto e V. N. Gaia à cota baixa, entre a Alameda Basílio Teles e o Cais do Cavaco. No entanto, o alinhamento do prolongamento da rua de D. Pedro V como estaria inicialmente idealizado foi posto em causa. Após a visita ao local foi observado que o prolongamento iria colidir com edifícios já em fase de construção na margem de V. N. Gaia (Fig. 27). Esta ligação traria inúmeros problemas de acesso à ponte e também implicaria um impacto visual negativo sobre o edifício. A juntar aos aspetos mencionados, a construção neste local incluiria a demolição do heliporto localizado numa plataforma sobre o rio na margem do Porto.



Fig. 27 – Local de implantação inicialmente idealizado

Para contornar o problema do local da sua implantação, foram consideradas duas novas alternativas (Fig. 28) e efetuada uma análise multicritério, ponderando os aspetos positivos e negativos relevantes para ambas as cidades.

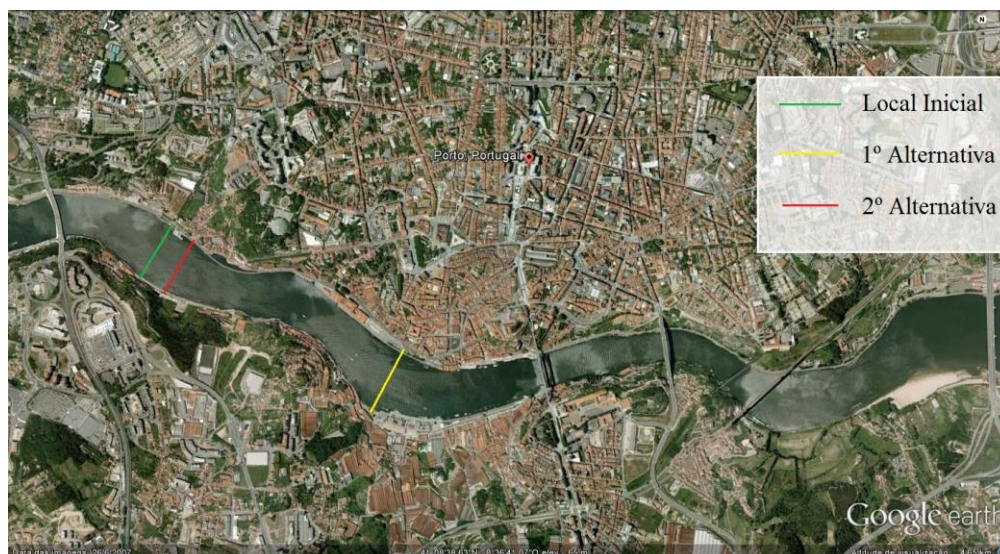


Fig. 28 – Alternativas para a nova ponte

A primeira alternativa proposta seria fazer a ligação entre a rua Nova da Alfândega, no Porto e o Cais de V. N. Gaia (Fig. 29). Esta solução para além de fortalecer a ligação entre a Ribeira do Porto e o Cais de V. N. Gaia estimularia o turismo na medida em que criaria melhores dinâmicas de lazer entre as duas zonas históricas.



Fig. 29 – Cais de V. N. Gaia

No entanto, a sua localização seria condicionada por questões de acesso à ponte e com a proximidade da Ponte Luís I. No que respeita aos acessos das vias existentes à ponte, seria necessário dotar a margem de V. N. Gaia de infraestruturas capazes, com vista a não porem em causa o património histórico e cultural da cidade, como as Caves do Vinho do Porto. Igualmente seria necessário elevar o arranque da ponte para que a circulação Fluvial do Cais de V. N. Gaia não fosse posta em causa.

Pelo facto de ser uma ponte rodoviária, a proximidade da ponte Luís I provocaria problemas à circulação dos veículos numa zona sobretudo turística. A curto prazo seria, em princípio, benéfico pois traria uma ligação adicional a uma já existente. No entanto a médio e longo prazo iria criar uma oferta nas infraestruturas de transporte local demasiado elevada para os acessos existentes, conduzindo a estrangulamentos no tráfego rodoviário e também na segurança de quem visita e desfruta do local.

A morfologia do rio é outro aspeto condicionante na liberdade de adoção do tipo de sistema estrutural. Por imposição do relevo nesta zona existe um desvio do curso natural do rio, criando assim erosão e transporte dos sedimentos. Por este motivo, a margem de V. N. Gaia é muito mais profunda do que a do Porto.

A segunda alternativa para a travessia sobre o rio seria na interseção da Rua da Restauração com a Alameda de Basílio Teles, no Porto (Fig. 30) e o Cais do Cavaco em V. N. Gaia (Fig. 31). Esta solução teve como princípio, uma alternativa direta à solução inicialmente proposta. A principal vantagem seria desviar e reduzir o trânsito rodoviário da Ponte Luís I e também da Ponte da Arrábida bem como proporcionar à população residente na zona ribeirinha ocidental do Porto e de V. N. Gaia uma alternativa de ligação.



Fig. 30 – Cruzamento da Rua da Restauração com a Alameda de Basílio Teles

Com base nas iniciativas criadas por políticas de planeamento urbano aliadas à requalificação da circular do centro histórico de V. N. Gaia, além de permitir novos e rápidos acessos a baixa cota das cidades, a criação de uma nova travessia criará novas dinâmicas nestes pontos e conduzirá a acessos rápidos às zonas ocidentais das duas cidades. Posto isto, a nova travessia irá aproveitar o traçado final da Via Panorâmica, pertencente à circular do centro histórico e ao facto de esta intersectar com o Cais do Cavaco, tornando-se possível uma ligação ortogonal e direta entre esse cruzamento e o já existente do lado do Porto.

Em comparação com a alternativa anterior, esta solução tem ainda a vantagem da distância entre margens ser inferior e apresentar uma morfologia do rio de maior regularidade.

Em suma, pesando as desvantagens e vantagens anteriormente analisadas, foi abandonada a solução inicialmente proposta e adotada a segunda alternativa.



Fig. 31 – Cruzamento da Rua Cais do Cavaco com a Via Panorâmica em fase de construção

3.2. CONDICIONANTES DO LOCAL ADOTADO

Como já foi indicado no subcapítulo anterior, o local de implantação adotado faz a conexão no ponto de interseção da Rua da Restauração com a Alameda de Basílio Teles, no Porto e a ligação da Via Panorâmica com o Cais do Cavaco em V. N. Gaia.

Para desenvolvimento do projeto de uma obra de arte deverá ter-se em conta desde o início um conjunto de elementos, parte dos quais deverão estar diretamente relacionados com as características das estradas que a ponte pretende servir.

Para melhor caracterização do local é necessário analisar as características e condicionantes de âmbito rodoviário, topográfico, geotécnico, hidrológico e urbano do local onde a ponte se insere. Assim para que fosse possível uma análise realista e rigorosa foram feitas várias visitas, observando diretamente o local de implantação e com a cooperação das Câmaras Municipais do Porto e V. N. Gaia (Gaiurb) foi possível obter dados cartográficos.

3.2.1. CONDICIONANTES TOPOGRÁFICAS

Os condicionamentos topográficos têm uma importância significativa em qualquer Obra de Arte, visto que impõem restrições que determinam de forma decisiva a solução estrutural escolhida. Nesta obra de arte um dos critérios fundamentais a ter em conta na estrutura a projetar é a altura mínima do tabuleiro em relação ao nível do rio uma vez que este se encontra a baixa cota. Assim, considerou-se o tabuleiro inferior da ponte Luís I como referência, garantindo uma altura igual ou superior a esta ao longo de uma distância considerável do vão de maneira a permitir a passagem pelo local de embarcações de médio e até grande porte, garantindo a continuidade futura de navegabilidade a montante do rio Douro.

De acordo com a cartografia facultada, as marginais do Porto e V. N. Gaia, apresentam cotas de 6.5 e 2.5m respetivamente à distância de 336m. Tendo em conta que o tabuleiro inferior da ponte Luís I, está posicionado à cota 11.8m é necessário elevar o tabuleiro no máximo de 9.3m.

A análise efetuada à topografia dos acessos ao local da obra para o transporte de materiais e equipamentos e a disponibilidade de materiais de construção na zona onde se localiza a ponte são fundamentais para boas condições de trabalho no local. O espaço envolvente da zona proposta dispõe de diversos locais próximos como potenciais locais de estaleiro, bem como meios de acesso ao local de construção satisfatórios.

As plantas altimétricas e planimétricas do local de implantação referente às duas cidades encontram-se no anexo C.

3.2.2. CONDICIONANTES RODOVIÁRIAS

Os elementos rodoviários referem as características geométricas e de tráfego rodoviário da estrada que a ponte pretende servir, nomeadamente a largura das faixas de rodagem, a diretriz, a rasante, raios de curvatura, inclinações admissíveis, capacidade e determinação do nível de serviço, etc.

Relativamente à zona em estudo, as vias circundantes estão inseridas em meio urbano e como tal são condicionantes não só do fluxo de tráfego rodoviário a impor nas vias da ponte a projetar, mas também nas vias de acesso.

Em perfil longitudinal, o traçado da ponte terá de se adaptar à rasante das estradas existentes cujas inclinações máximas dos trainéis devem atender à velocidade de projeto, enquadradas com normas e boas práticas de dimensionamento de projeto rodoviário estabelecidas pelas Estradas de Portugal.

Presentemente, a rede viária local apresenta-se condicionada pelo relevo bastante acidentado e pelos inúmeros peões que circulam diariamente nesta zona, próxima dos locais de turismo e lazer. Este facto impõe na circulação rodoviária velocidades baixas e arruamentos com larguras relativamente pequenas, compostas por uma única faixa de rodagem com duas vias de sentido oposto. Como consequência, as vias a considerar na nova travessia serão condicionadas pelas vias já existentes no local.

3.2.3. CONDICIONANTES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

As características geotécnicas a ter em conta no projeto prendem-se essencialmente com a tipologia de fundações a usar uma vez que o tipo de solo tem uma enorme influência no comportamento estrutural da ponte principalmente quando a escolha do sistema estrutural assim o exige. Assim sendo, torna-se obrigatória a necessidade de executar sondagens e ensaios geotécnicos que permitam fornecer ao projetista da obra de arte, um conjunto de informações cruciais para a elaboração do projeto.

Contudo, não existem informações detalhadas do solo ao longo da profundidade exigida pelo enquadramento deste estudo, as quais só seriam conseguidas com ensaios no local de implantação e com levantamentos rigorosos. No enquadramento desta dissertação será estabelecida uma estimativa conservativa de acordo com as cartas de zonamento geotécnico e geomorfológico fornecidas por parte das autarquias.

É possível verificar que as cidades do Porto e V. N. Gaia são constituídas essencialmente por formações sedimentares de cobertura, formações metamórficas e de formação de origem ígnea. Das três mencionadas o local em estudo é composto por formações de origem ígnea em particular o das rochas graníticas de idade Hercínica ou Varisca estas também as mais expressivas nas zonas ribeirinhas junto ao rio Douro.

3.2.4. CONDICIONANTES HIDROLÓGICAS

O curso de água acarreta inúmeros problemas principalmente quando este tem influência direta aquando da construção da obra. Existem também na fase de exploração problemas devidos às ações hidrodinâmicas provocadas pelas correntes sobre os possíveis elementos submersos, especialmente quando estes se situam no leito do rio. Para se efetuar uma análise correta, deve-se dispor de elementos sobre a natureza do rio Douro e das suas margens, incluindo informação das cheias prováveis, a natureza de caudal sólido, zonas de potencial erosão, etc. No entanto, e atendendo ao âmbito desta dissertação, serão apenas evidenciados alguns aspetos desta ordem.

O rio Douro é o rio ibérico mais caudaloso. Informações recolhidas através do Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos (IPTM) apontam que o Douro apresenta um caudal médio de 730 m³/s, que em média é ultrapassado num intervalo de tempo de uma semana para 3400 m³/s analisado ao longo de um ano. De todas as cheias ocorridas nas cidades do Porto e V. N. Gaia foi registado um caudal de cheia histórico em 1909, de 19500 m³/s.

O Canal de Navegação do Douro tem atualmente cerca de 200 km de extensão, prolongando-se desde o Oceano Atlântico até à foz do Rio Águeda, no Douro Internacional, e permite a navegação de navios até 2500 toneladas e com altura até 11.8m, limite devido à cota do tabuleiro inferior da Ponte Luís I (IPTM, 2012). O canal de navegação tem uma largura variável entre 30 e 60m dependendo da natureza do leito, rochoso ou aluvionar, respetivamente.

Unindo por um segmento de reta as duas margens, os limites da zona de navegação distam 60m da margem do Porto e 164m da margem de V. N. Gaia perfazendo 76m de largura de navegação. Relativamente à morfologia o rio, não apresenta grandes heterogeneidades no relevo em profundidade, apresenta uma profundidade média de 8m exceto nas proximidades das margens. Assim, a ponte deve garantir uma zona livre de pelo menos 30m e altura livre de 11.8m. Em anexo encontra-se o levantamento batimétrico com as profundidades do rio e o desenvolvimento do canal de navegabilidade.

3.2.5. CONDICIONANTES URBANAS E PAISAGÍSTICAS

Em fase de exploração, e prevendo um desenvolvimento sustentado do local com a construção da ponte, não ocorrerão grandes variações no tráfego rodoviário, bem como uma elevada frequência na passagem de peões. Contudo em épocas festivas é comum o elevado predomínio de peões a circular nas ruas da ribeira ou em circunstâncias de estrangulamento do trânsito na própria ponte. Desta forma será prevista a possibilidade de uma superlotação da estrutura, o que poderá ser um fator condicionante em projeto.

É ainda importante ter em atenção a envolvente cultural e histórica na decisão do tipo de estrutura a adotar, tentando não extrapolar o impacto paisagístico negativo sobre o rio, assim como, sobre as pontes até agora construídas.

A ponte permite ainda a observação da paisagem da cidade aquando da sua travessia, a qual também pode ser observada pelos peões que circulam no passeio da ponte, exigindo assim a análise adequada dos materiais a utilizar.

Será um ponto de aproximação e união entre as duas cidades, facilitando o convívio cultural, histórico e comercial proporcionando um maior desenvolvimento entre as duas cidades em especial nas zonas ribeirinhas.

3.3. IMPLANTAÇÃO DA PONTE

Na implantação da ponte, para além dos dados e condicionantes anteriormente mencionados, existem outros fatores que devem ser tidos em consideração nas decisões tomadas na conceção desta obra. A segurança da estrutura, os prazos a manter na fase da sua construção, durabilidade dos materiais, estética, o significado que esta tem para a população e o seu impacto ambiental são exigências que devem ser ponderadas e confrontadas com as condições e dados do local.

Numa primeira fase, a implantação a adotar necessita de especial atenção quer em planta, quer em perfil. Relativamente à implantação em planta, a primeira opção será tentar ligar a ponte de forma mais ortogonal possível em relação às duas margens. A implantação proposta na Fig. 32 implica o atravessamento num local em que o rio apresenta uma largura de aproximadamente 290m. No entanto essa opção seria desajustada com as vias já existentes causando problemas na fluidez da circulação e na comodidade dos utilizadores no acesso à ponte.



Fig. 32 – Traçado inicial sugerido para a nova ponte

Na atualidade, a intersecção da Rua da Restauração com a Alameda Basílio Teles, no Porto, está dotada de semáforos. Em V. N. Gaia não existe qualquer intersecção até que a via panorâmica esteja concluída. Contudo com a implantação da nova travessia foram ponderadas, para ambas as intersecções, duas alternativas convencionais. Uma primeira hipótese seria dotar as referidas margens de intersecções semaforizadas e uma segunda hipótese, intersecções giratórias.

A primeira hipótese teria como principal vantagem requerer pouco espaço para implementação, apresentando consequentemente um impacto paisagístico mínimo, o que seria uma boa solução uma vez que se trata de uma zona de constante passagem de peões (Fig. 33).

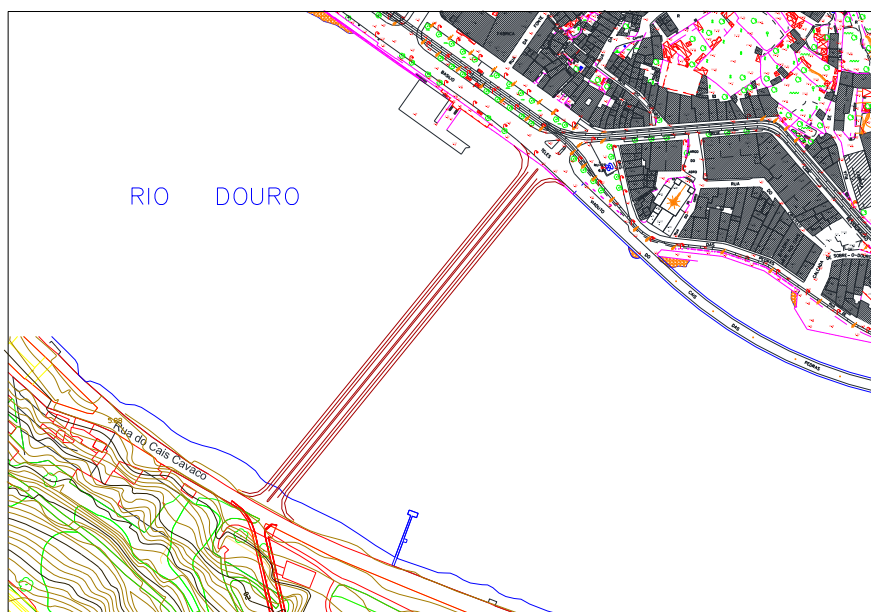


Fig. 33 – Solução semaforizada para a implantação da ponte

A segunda hipótese seria vantajosa em situações com elevado número de ramais e volume de tráfego equilibrado para além de obrigar a redução da velocidade dos veículos na interceção (Fig. 34).

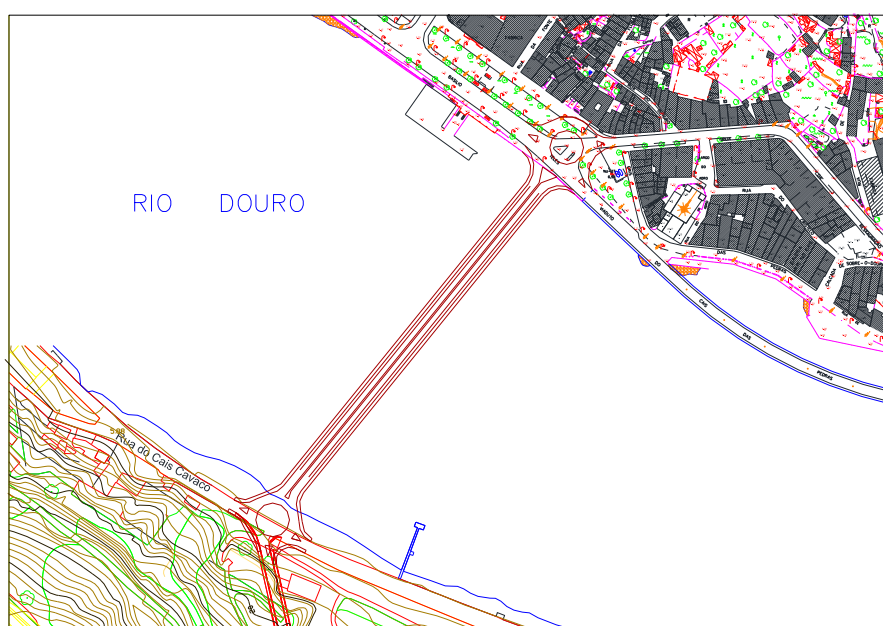


Fig. 34 – Solução giratória para a implantação da ponte

Atendendo a que as duas hipóteses seriam adequadas para as duas intersecções foi utilizada a segunda hipótese, dada a importância de ambas as intersecções terem quatro ramais e porque a primeira hipótese implicaria com maior frequência congestionamento na ponte.

É importante saber a área de ocupação requerida e os parâmetros geométricos mínimos a impor para melhor circulação de acesso à ponte. As intersecções giratórias foram idealizadas de acordo com as regras práticas de dimensionamento. A configuração de ambas as rotundas é circular. Do lado de V. N. Gaia foi utilizado um raio interior de 12m e um exterior de 18.8m, possibilitando apenas a passagem de um veículo articulado de cada vez. Já no lado do Porto, dada a necessidade de haver um enquadramento com as vias já existentes foi utilizado um raio interior de 12m e um exterior de 22m, possibilitando a passagem simultânea de um veículo articulado e um ligeiro.

Após a escolha do traçado em planta foi necessário fazer a análise longitudinal das vias para averiguar múltiplos parâmetros a respeitar, como a correta circulação dos veículos e a continuidade da navegação das embarcações.

Foi então adotada a solução de elevar a margem de V. N. Gaia, imposta pela diferença entre cotas de 4m em relação à margem do Porto, e pela dificuldade acrescida na alteração da altimetria da Alameda Basílio Teles. Esta opção tinha em vista a adaptação da construção da via panorâmica e o enquadramento da via existente, Cais do Cavaco, sem causar um impacto significativo com os edifícios existentes.

Tentou criar-se uma solução independente da utilização da área sobre o rio, mas acabou por ser impossível fazê-lo, devido à área de ocupação do solo nas intersecções giratórias, que conduziram à necessidade de fazer muros de suporte em ambas as margens.

Atendendo ao supra referido sobre o traçado longitudinal, procuraram-se duas soluções idênticas, fazendo variar apenas a inclinação dos trainéis cumprindo a altura mínima exigida de 11.8m ao longo de uma largura mínima de navegabilidade, considerando além disso a necessidade de criar uma “folga” correspondente à altura do tabuleiro de 2m.

Apesar de não existir nenhuma regulamentação obrigatória para a situação em causa, foram respeitadas as regras impostas pelas Estradas de Portugal (entidade gestora das vias de comunicação rodoviárias nacionais) para o caso de duas vias de sentido oposto com separador físico central.

A primeira solução correspondeu a um traçado da ponte simétrico com inclinação de 6% até atingir a altura de 13.394m, onde seriam ligadas por uma concordância com um raio de 500m, perfazendo uma distância de 45m acima dos 13.8m exigidos (Fig. 35). Em V. N. Gaia seria necessário proceder a um aterro até atingir a cota de 6.428m no local da intersecção giratória.

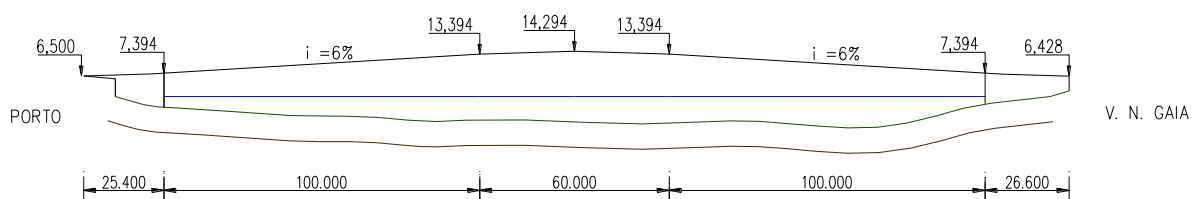


Fig. 35 – Esquema do traçado longitudinal – 1ª Solução

A segunda solução correspondeu a um traçado da ponte também simétrico mas com inclinação de 7% até atingir a altura de 14.561m, onde seriam ligadas por uma concordância menor, de raio de 400m, perfazendo uma distância de 78m acima de 13.8m anteriormente estipulados (Fig. 36).

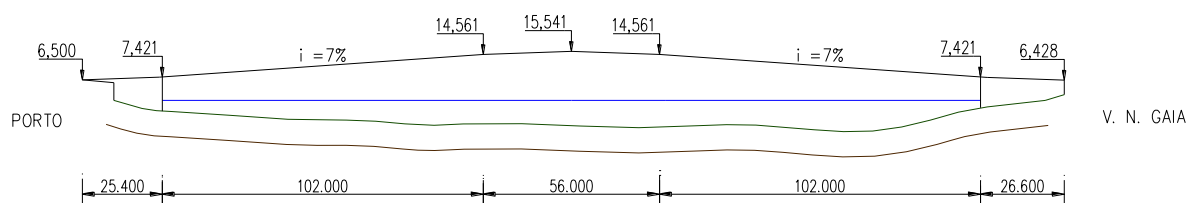


Fig. 36 – Esquema do traçado longitudinal – 2ª Solução

A solução com inclinação de 7% foi adotada por imposição da distância mínima de navegabilidade de 76m que até agora existia. Não obstante, será necessário desviar o canal de navegação mais para o lado de V. N. Gaia de forma a manter esta mesma distância.

A velocidade de tráfego escolhida de 60km/h, de acordo com as restantes vias existentes, induz uma aceleração ascendente ao percorrer a concordância de 0.73m/s^2 , o que é aceitável no caso em estudo.

3.4. ESCOLHA E DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DA ESTRUTURA

A escolha do tipo de obra de arte deve atender não só às condicionantes descritas nos subcapítulos anteriores mas também às implicações dos processos construtivos escolhidos para a execução do tabuleiro visto ser imprescindível evitar cavaletes com apoio ao solo devido ao caudal elevado do rio.

Existe um enorme conjunto de formas possíveis para a configuração estrutural da ponte. Pontes de vigas, que utilizam a flexão generalizada como meio de transmissão de cargas, pontes onde o arco é o elemento fundamental que suporta o tabuleiro, e pontes atirantadas e suspensas que utilizam o sistema de tirantes ou cabos suspensos para suporte do tabuleiro.

Na perspetiva de fazer uma boa integração paisagística foram estudadas diversas alternativas, como se apresenta no anexo C. Em confronto com os materiais mais básicos usados em sistemas estruturais (aço e betão) decidiu-se adotar uma solução em arco tirando proveito do betão. Apresentando um vão a vencer de 260m, a ponte acaba por se integrar na tipologia predominante das pontes sobre o Douro. Torna-se agora necessário estipular o tipo de arco.

Inicialmente, ao analisar a tipologia de pontes em arco presentes na área do grande Porto, surgiu a tentativa de adotar um arco com o tabuleiro superior, tendo sido ponderada uma solução em que a rigidez da ponte se concentra no tabuleiro (Fig. 37) e outra solução onde a rigidez da ponte se concentra no arco (Fig. 38). Contudo, estas hipóteses foram postas em causa pela necessidade de assegurar a zona de navegabilidade mínima, bem como a redução da área de elementos submersos no rio e que oferecem resistência ao escoamento da água.

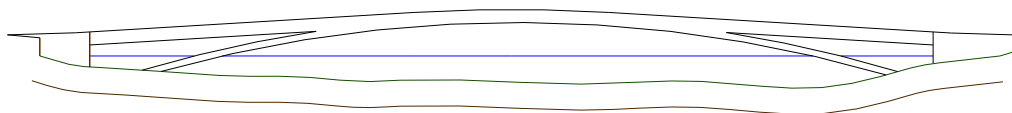


Fig. 37 – Solução em arco flexível com tabuleiro superior rígido

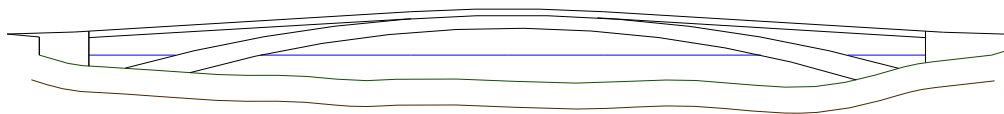


Fig. 38 – Solução em arco rígido com tabuleiro superior flexível

Assim, foi concebida uma solução em arco com tabuleiro intermédio, ficando este parcialmente suspenso do arco, conforme se esboça na Fig. 39. Esta solução torna-se vantajosa na medida em que reduz a área submersa e aumenta consideravelmente a largura de possível navegabilidade.

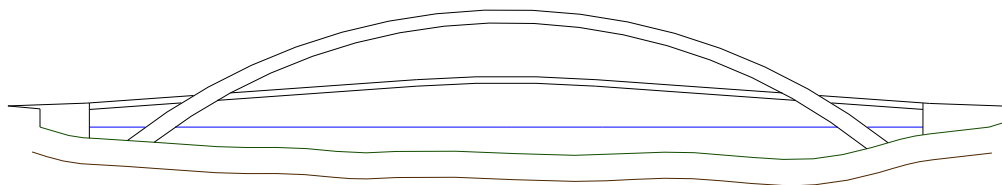


Fig. 39 – Solução em arco com tabuleiro intermédio

A escolha dos materiais e a forma do tabuleiro impuseram que o sistema estrutural não fosse auto-equilibrável, obrigando o arco a estar desligado do tabuleiro. No caso de um auto-equilíbrio, além de ser inviável pela curvatura do tabuleiro, este ficaria sujeito a esforços de tração obrigando a utilização de grandes quantidades de aço pré-esforçado. Em contrapartida, ocorre um agravamento considerável de esforços na fundação, que deverá estar previamente dimensionada para a correta transmissão de forças horizontais e momentos fletores provenientes do arco.

Com o intuito de atender à necessidade de contraventamento e às solicitações sobre a estrutura na direção normal ao arco, foram utilizados dois arcos simétricos com elementos de união. Numa ótica estética e funcional optou-se por inclinar os arcos de modo a que estes fiquem parcialmente fundidos. Foram também colocadas travessas de ligação aos 20 e 70m dos encontros (Fig. 40).

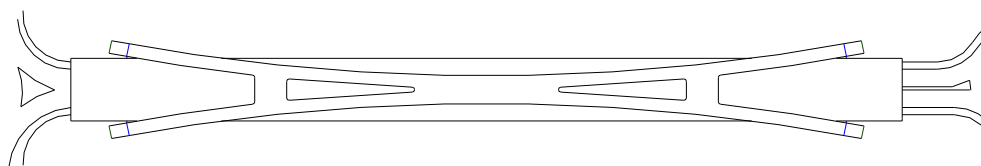


Fig. 40 – Solução de contraventamento dos dois arcos

3.4.1. PLATAFORMA

Perante a escolha do perfil longitudinal existem inúmeros aspetos que devem estar enquadrados com os Planos Diretores Municipais das duas cidades e com as práticas adotadas pelas Estradas de Portugal, que estabelecem regras para os perfis transversais tipo em obras de arte, como por exemplo larguras mínimas para as faixas de rodagem, bermas e passeios.

A solução proposta para a plataforma é constituída por um tabuleiro com 19.6m, tendo duas faixas de rodagem, cada uma com uma via de 3.50m, uma berma central de 1.00m dotada de um separador físico, duas bermas exteriores de 2.00m com a possibilidade de criar uma ciclovia e dois passeios exteriores equipados com guarda de segurança, passadiço e um separador flexível garantindo a travessia confortável dos peões que o utilizam, prevendo o cruzamento dos mesmos. Além disso existe uma largura de 0.80m para prevenir a passagem segura dos peões sem que haja a possibilidade de interseção sobre os tirantes e assegurar a manutenção destes sem a necessidade de criar plataformas provisórias.

O pavimento da faixa de rodagem e bermas implementado é em betão betuminoso, tendo sido igualmente considerados outros equipamentos habituais, nomeadamente esgotos para águas pluviais, tubos de polietileno semi-rígido para passagem de cabos nos passeios e respetivas caixas, guardas de segurança metálicas, guarda-corpos metálicos e passeio central ou perfis do tipo “New-Jersey”, caso seja necessário.

3.4.2. TABULEIRO

A forma idealizada para a secção transversal teve como principal objetivo reduzir o peso próprio recorrendo a grandes aligeiramentos, e assegurar a esbelteza sobre o espaço envolvente, reduzindo os materiais de modo a otimizar a solução. Desta forma, o elemento de maior rigidez é o arco, o que do ponto de vista estético se torna uma solução agradável, para além de estruturalmente eficiente.

O tabuleiro é constituído por uma plataforma de 1.8m de altura ao longo de 260m de extensão, correspondente a uma esbelteza de 140. Composto por betão armado e pré esforçado, é constituído por duas nervuras longitudinais tubulares de baixo cutelo que conferem à secção a rigidez necessária para resistir aos esforços de flexão e compressão a que o tabuleiro está sujeito. A altura do tabuleiro é outro aspeto crucial para garantir a altura mínima exigida em relação ao nível do rio, de maneira a não pôr em causa a navegabilidade dos barcos que atualmente lá circulam.



Fig. 41 – Ponte sobre o Rio Arade, Portimão

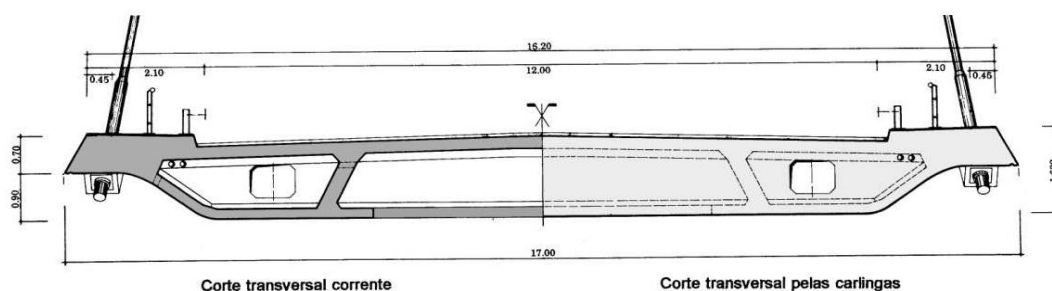


Fig. 42 – Secção transversal da Ponte sobre o Rio Arade

A secção é em tudo semelhante à escolhida na construção da ponte atirantada sobre o rio Arade¹ na variante à EN 125 em Portimão (Fernandes, 1993), adaptada às exigências relativas à plataforma, no caso específico aqui tratado. A escolha desta solução baseou-se na ligeireza pretendida, bem como na eficácia estrutural demonstrada e avaliada pelos ensaios efetuados pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Atendendo ainda ao aspeto construtivo, e para melhor comportamento estrutural, o tabuleiro (Fig. 43) dispõe sequencialmente na zona suspensa de carlingas espaçadas de 5.00m pré-esforçadas que ligam as duas longarinas laterais. A secção apresenta dimensões convenientes para que o pré-esforço longitudinal se desenvolva livremente nas longarinas sem condicionar o pré-esforço transversal localizado nas carlingas e ancoragens dos tirantes que estão nas extremidades das mesmas. A secção permite ainda atenuar os efeitos provocados pelas forças concentradas dos tirantes. Assim também se consegue que as lajes superiores e inferiores funcionem em flexão bidirecional. O pré-esforço transversal utilizado torna-se assim reduzido, já que o tabuleiro está naturalmente pré-esforçado transversalmente, na maior parte da sua extensão, pela componente horizontal das forças de tração nos tirantes e pelo desenvolvimento curvo do tabuleiro.

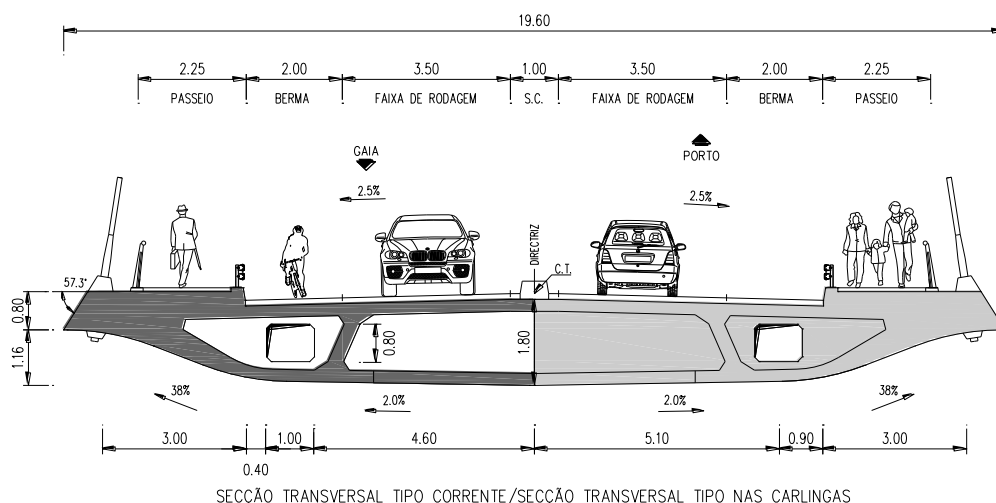


Fig. 43 – Secção transversal do tabuleiro da Ponte

¹Em 1991 foi concluída em Portugal a ponte de tirantes sobre o Rio Arade, em Portimão. Com um vão principal de 256m, esta ponte adotou um tabuleiro de betão armado pré-esforçado com duas longarinas de 1.6m de altura com suspensão lateral, o que corresponde a uma esbelteza de 160 (Fig. 41). Os dois caixões são ligados transversalmente por carlingas espaçadas de 4.0m, que corresponde a metade do afastamento entre tirantes ao nível do tabuleiro. A suspensão do tabuleiro é total, não existindo apoio do tabuleiro nas torres.

A construção do tabuleiro foi realizada por avanços sucessivos tendo sido adotadas barras provisórias de pré-esforço exterior para eliminar as trações no tabuleiro durante as fases construtivas. Este aspeto é particularmente relevante na construção das pontes de tirantes com tabuleiro esbelto de betão. Nestes casos, os pesos na extremidade da consola, correspondentes à betonagem ou elevação de uma aduela e do equipamento construtivo, produzem momentos fletores elevados no tabuleiro que, devido à falta de compressão introduzida pelos tirantes, tornam muitas vezes necessário o recurso ao pré-esforço exterior provisório.

Para atender às ações aerodinâmicas, os bordos apresentam a forma de “cunha” suavizando as faces laterais das nervuras tubulares, de modo a atenuar a formação de turbilhões e o aparecimento de grandes forças de sustentação e de torção. Este tipo de solução torna-se economicamente viável utilizando um sistema de cofragem moldável reutilizável.

Esta secção pode ser consultada com maior detalhe nos desenhos de projeto.

3.4.3. PERFIL LONGITUDINAL

O comprimento total da ponte é 260m, entre os eixos dos apoios nos encontros. É constituída por duas zonas distintas, sendo uma apoiada diretamente nos encontros, montantes e travessas de contraventamento, e outra suspensa por intermédio de tirantes.

A solução apresenta um tabuleiro contínuo, em betão armado pré-esforçado apoiando-se com a modelação de vãos representada na Fig. 44.

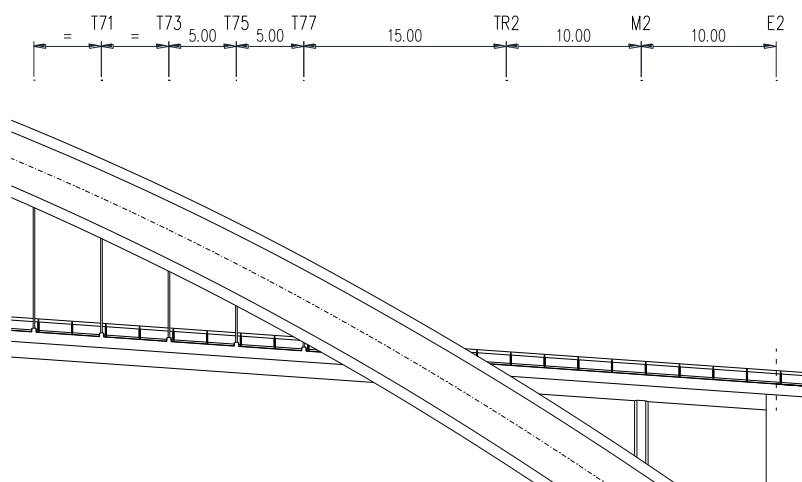


Fig. 44 – Pormenor do alçado longitudinal da ponte

Do ponto de vista da transmissão das ações sísmicas do tabuleiro ao arco e aos encontros, e tendo em consideração que se localiza no Rio Douro, a estrutura encontra-se na zona de sismicidade 1.6 para sismo do tipo 1 e 2.5 para sismo do tipo 2 a nível nacional, de acordo com o Eurocódigo 8.

Concebeu-se uma estrutura em que a ligação entre o tabuleiro e as travessas e encontros é feita utilizando aparelhos de apoio tipo “*Pot-Bearing*”. Na ligação do tabuleiro com os encontros permite-se assim o deslocamento longitudinal e restringem-se os deslocamentos na direção transversal. Caso seja necessário o travamento horizontal longitudinal este pode ser assegurado por intermédio de dispositivos instalados no arco na zona de transição com o tabuleiro, o qual amarra a estrutura para ações horizontais só até certo grau de intensidade, passando a funcionar como fusível, libertando o tabuleiro para ações sísmicas de grande intensidade, passando este a trabalhar como um pêndulo, desligando-se praticamente da ação dos sismos e aliviando assim, significativamente, os esforços sobre as infraestruturas que o suportam.

Este conceito foi estendido, utilizando-se hoje em dia um largo número de soluções que permitem dissipar a energia associada à ação sísmica e reduzir substancialmente os esforços nos montantes e nos encontros.

3.4.4. ARCO

O eixo do arco deve ser localizado o mais próximo possível da linha de pressão correspondente às cargas permanentes. Uma vez que o peso do tabuleiro é transmitido por intermédio de tirantes e montantes, a inclinação da linha de pressão será descontínua nesses pontos. Estas quebras de pequeno ângulo não devem ser tidas em conta por razões estéticas, para se conceber um arco de curvatura constante. Assim, o peso próprio deste apresenta maior importância, sendo a correspondente linha de pressão a forma mais determinante visualmente (Menn, 1991).

Por norma, a forma do arco é definida considerando as cargas devidas ao peso dos elementos estruturais e possíveis restantes cargas permanentes, assumindo que o arco é estaticamente determinado.

Obtida a envolvente de momentos fletores devida às cargas atuantes numa viga simplesmente apoiada com o mesmo vão, o impulso horizontal pode ser calculado de maneira a equilibrar o momento fletor no fecho do arco.

$$H = \frac{M_o(l/2)}{f} \quad (3.1.)$$

Os momentos no arco triarticulado, $M(x)$, são dados pela seguinte expressão:

$$M(x) = M_o(x) - H_y \quad (3.2.)$$

As ordenadas do arco, y , são obtidas a partir da condição $M(x)=0$, para qualquer x , resultando assim:

$$y = \frac{M_o(x)}{H} = \frac{M_o(x)}{M_o(l/2)} f \quad (3.3.)$$

O peso total do arco, tirantes, montantes e tabuleiro pode ser considerado de forma aproximada por uma carga distribuída g' . Assim o valor correspondente da reação horizontal é:

$$H(g') = \frac{g'l^2}{8f} \quad (3.4.)$$

Após a análise efetuada foram consideradas as dimensões do arco tendo em conta as relações vão-flecha convencionais, os quais na atualidade, variam usualmente entre 2 e 10. Como já foi evidenciado anteriormente, a forma do arco induz momentos nulos para cargas permanentes ou semi-permanentes. Para o caso da retração e de deformações axiais, o arco aqui idealizado passa a estar sujeito exclusivamente a esforços de compressão.

No entanto, na maioria dos casos, os arcos são encastrados resultando em estruturas três vezes hiperestáticas, tendo como incógnitas, o impulso horizontal e os momentos de encastramento nos encontros. Desta forma todos os arcos passam a estar estaticamente indeterminados quando sujeitos às cargas permanentes, tornando excêntrico o esforço de compressão do arco, que aumenta à medida que o arco fica mais abatido. Assim sendo, considerando tanto o fator estético como o funcional foi escolhida a relação vão-flecha intermédia de 5, idêntica à da ponte da Arrábida. A sua geometria descreve um traçado parabólico com base no conhecimento de 3 pontos, os apoios correspondentes ao vão imposto e a coroa situada a meio vão com altura correspondente à flecha. Contudo, a configuração não coincidirá com certeza com a geometria mais eficiente dado que, fazê-lo implicaria um estudo demorado e aprofundado por imposição da complexidade dos sistemas de apoio ao longo do desenvolvimento geométrico do tabuleiro, e à transmissão das forças concentradas provocadas pelos montantes ao arco, entre muitos outros aspetos.

Em conformidade com a largura do tabuleiro, foi analisada de forma iterativa a inclinação a impor aos arcos de modo a que ao longo dos seus desenvolvimentos estes não intercetem o tabuleiro, simultaneamente apoiando-se um no outro, na zona da coroa. Assim, chegou-se à geometria do traçado do arco contido no seu plano de desenvolvimento e respetivas projeções ortogonais, tendo resultado numa solução com inclinação de 15 graus em relação ao plano vertical (Fig. 45).

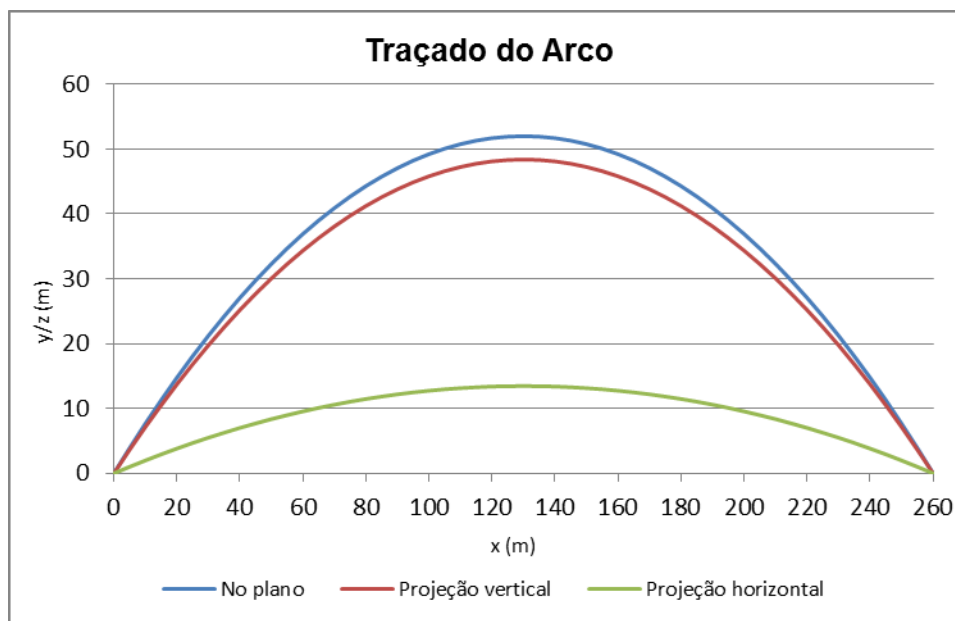


Fig. 45 – Desenvolvimento parabólico do arco

Na definição da secção a usar no arco, foi necessário recorrer ao programa de cálculo automático, *Robot*, utilizando o modelo simplificado mas com a secção pré-dimensionada do arco e do tabuleiro, para a obtenção dos esforços. Desta forma foram analisados os esforços para as cargas permanentes, limitando o nível de tensão máxima no betão a 12MPa para os esforços axiais, salientando que os mesmos não são os únicos esforços presentes na secção do arco, mas os mais relevantes e condicionantes para a secção em análise. Em suma, para questões de pré-dimensionamento esta análise é o suficiente, no entanto é necessária uma posterior análise mais rigorosa para poder ser feita a otimização da secção ao longo do desenvolvimento do projeto.

Posto isto, foi usada a seguinte equação:

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (3.5.)$$

Conhecida a tensão e o esforço axial máximo atuante no arco, determinou-se a área aproximada de 7m². Após várias iterações, a área foi disposta de forma criteriosa em consideração com as espessuras convencionais em arcos rígidos, entre L/40 e L/60, de forma eficiente para resistir aos momentos fletores e torsores sobre o arco. Deste modo foi sugerida a secção apresentada na Fig. 46.

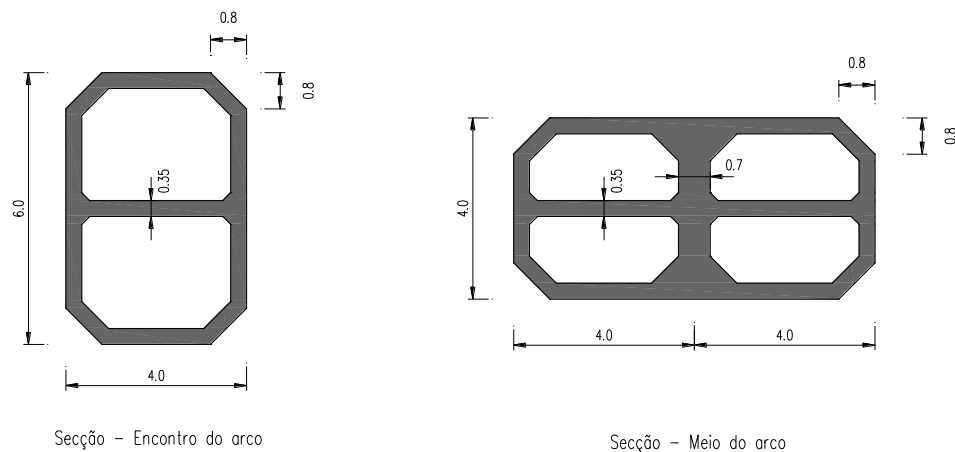


Fig. 46 – Corte transversal do arco

3.4.5. SISTEMA DE SUSPENSÃO

A suspensão adotada é lateral e inclinada transversalmente, por tirantes igualmente repartidos longitudinalmente de 5m em 5m, com o intuito de reduzir problemas de instabilidade no arco e obter a menor espessura dos tirantes. Este tipo de suspensão permite aligeirar os tabuleiros, permitindo a utilização de secções de baixa rigidez de torção. A escolha da utilização de repartição contínua ao longo do seu desenvolvimento tem considerável influência na economia e na simplificação dos detalhes estruturais, inclusive posteriormente em fase construtiva. Assim o comportamento estrutural do tabuleiro atirantado é semelhante ao de uma viga continuamente apoiada entre tirantes igualmente espaçados.

Os tirantes são constituídos por feixes paralelos de 15.7 mm de diâmetro, protegidos com uma bainha de proteção de cor branca já que se exigia a utilização desta cor para estar de acordo com os restantes elementos constituintes da estrutura.

A determinação da área a utilizar em cada tirante será um aspeto abordado no capítulo seguinte.

Relativamente ao pré-esforço a utilizar nos tirantes, as soluções avaliadas consistiram em configurações em que este não ultrapasse 45% do valor mínimo da tensão resistente dos cordões dos cabos na combinação permanente, a fim de evitar problemas devidos à fadiga.

3.4.6. ENCONTROS E ACESSOS

Os dois encontros recebem o tabuleiro através de dois aparelhos de apoio do tipo “*pot bearing*” (Fig. 47) dispostos nos alinhamentos das longarinas. Longitudinalmente, a solução permite o possível funcionamento de aparelhos de amortecimento. Esta solução permite garantir a transmissão da força horizontal, proveniente do tabuleiro, aos encontros na ocorrência de uma ação sísmica.

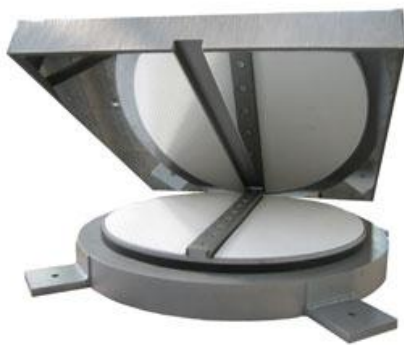


Fig. 47 – Aparelho de apoio do tipo “*pot bearing*” com travamento unidirecional

Ambos os encontros são em betão armado do tipo cofre, sendo constituídos por cinco muros ligados superiormente ao nível da viga estribo de acordo com a Fig. 48.

Dispõem lateralmente de muros tímpano que se destinam a suportar os acrotérios e os passeios, bem como dar contenção aos aterros de acesso à obra de arte.

Os montantes têm aproximadamente 6.50m de altura, medidos entre a face inferior da viga estribo e a face superior da sapata. O encontro é fundado diretamente na sapata de dimensões 19.80m por 9.45m.

A geometria dos encontros E1 e E2 encontra-se representada na Fig. 48.

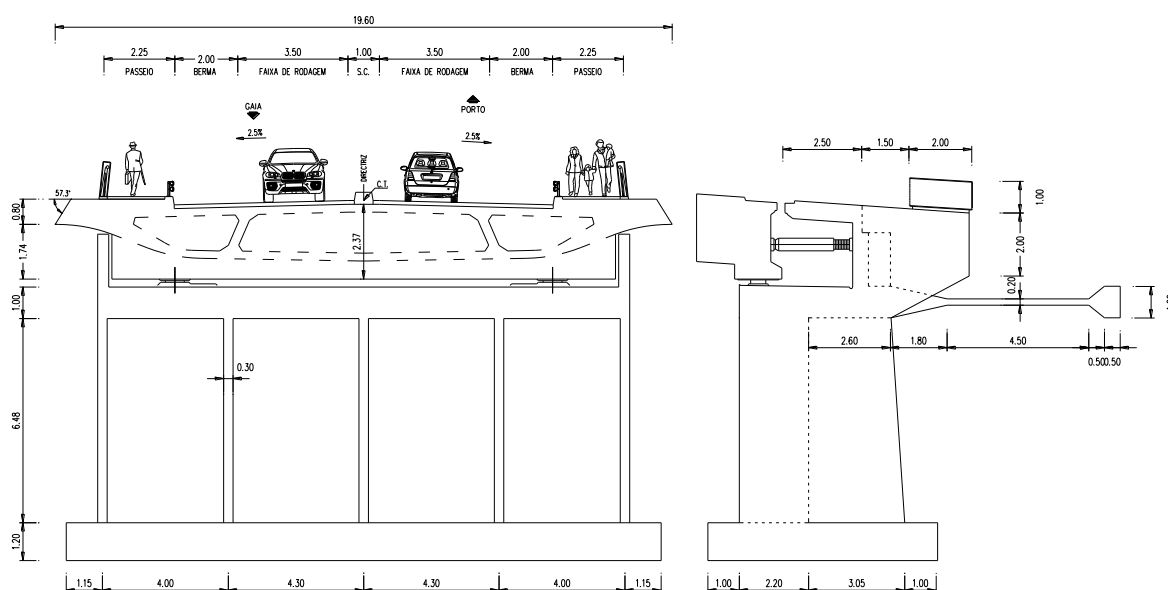


Fig. 48 – Geometria dos encontros E1 e E2, alçados frontais e laterais

A acessibilidade à ponte é um aspeto importante a considerar. A funcionalidade e localização dos acessos foram estudadas cuidadosamente, como se pode observar nos esboços presentes no anexo C e na análise efetuada nos subcapítulos 3.3. e 3.4..

O espaço de circulação envolvente no lado de V. N. Gaia apresenta-se condicionado. A solução proposta para o acesso à ponte será alterar toda a envolvente nesse local. Uma vez que o local de acesso existente encontra-se à cota 3 será necessário elevá-lo à cota 6. Em resultado será completado com material de aterro, afetando parcialmente a margem do rio. Esta alteração seria, no entanto, mínima na medida em que a construção da via panorâmica foi planeada para cotas superiores, daí a construção do aterro atenuaria a ligação da mesma via com a rotunda idealizada neste trabalho.

Para além disso, o posicionamento da ponte foi estudado de modo a que no futuro possa ser previsto um alargamento de toda a marginal do lado de V. N. Gaia devido ao facto de a largura do arruamento existente ser reduzida.

No Porto, o terreno encontra-se à cota 6, tendo a alteração um impacto mínimo.

3.5. PROCESSO CONSTRUTIVO

O projeto de uma obra de arte, como o presente caso de uma ponte em arco, implica tomar inúmeras opções, entre as quais se deve destacar a escolha do processo construtivo. Uma vez que este influencia de forma decisiva a conceção de qualquer ponte, o seu estudo deve ser efetuado logo nas fases preliminares do projeto da infra e da superestrutura. Esta escolha decorre de um complexo processo de análise, que é condicionado, para além da própria complexidade estrutural, pelas condições locais, pelo custo das diversas soluções possíveis, pela segurança durante a construção da obra, pelos prazos de execução, capacidade técnica do empreiteiro, etc.

No caso da ponte sobre o rio Douro, as principais condicionantes da fase construtiva surgem da necessidade de assegurar a navegabilidade do rio, do tempo de execução, do reduzido espaço em ambas as margens e do local para acolher um estaleiro de dimensões consideráveis. No que compete à navegabilidade e tempo de execução, face às características do caudal do rio Douro, interessa realizar a construção dos elementos com maior dependência das condições do rio nos meses de melhores condições atmosféricas, evitando o inverno e as potenciais cheias no rio Douro. Deste modo, centrando a construção nos meses secos, surge a problemática da navegabilidade, pois é nestes meses que o tráfego fluvial é maior, especialmente o que está relacionado com o turismo. Assim, é essencial restringir ao mínimo possível os constrangimentos à navegação, pelo que se optou por uma construção em duas fases, primeiro a execução dos elementos de fundação e arranque do arco e posteriormente a construção do restante arco por meio de avanços sucessivos com o sistema de atirantamento provisório.

De acordo com as características e condicionantes do local e da estrutura, o processo construtivo sugerido para a construção dos arcos consiste nas seguintes fases:

- i. Desmatação e decapagem do local indicado na Fig. 57, e implementação do estaleiro;
- ii. Instalação das ensecadeiras para as fundações dos arcos, e encontros do tabuleiro;
- iii. Remoção dos sedimentos existentes no leito do rio e escavação do maciço rochoso para a posterior execução das fundações dos arcos;
- iv. Montagem das cofragens e colocação das armaduras, seguidas da betonagem das fundações dos arcos e, em simultâneo, dos encontros do tabuleiro;

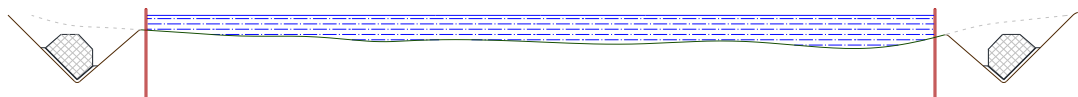


Fig. 49 – Processo construtivo – Final da 4ª fase

- v. Colocação de material de aterro sobre as fundações para apoio à construção do cimbre ao solo e reposição do terreno;
- vi. Construção do cimbre para a betonagem dos arranques dos arcos;
- vii. Montagem das cofragens e colocação das armaduras, seguida da betonagem dos arranques dos arcos;

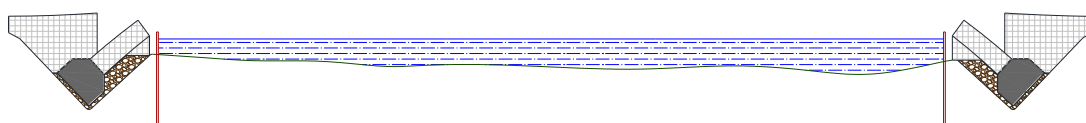


Fig. 50 – Processo construtivo – Final da 7ª fase

- viii. Retirada dos cimbres metálicos e colocação do restante material de aterro;
- ix. Retirada das enscadeiras e reposição do escoamento natural do rio;
- x. Montagem de torres provisórias para aplicação do sistema de atirantamento seguida da colocação dos carrinhos de avanços;
- xi. Colocação dos cabos provisórios e respetiva ancoragem com recurso a fundações indiretas;
- xii. Montagem das cofragens e colocação das armaduras seguida da betonagem do troço do arco;
- xiii. Aplicação de pré-esforço nos cabos provisórios;
- xiv. Repetição do procedimento por avanços sucessivos até ao fecho do arco (Fig.130, Fig.131 e Fig.132);

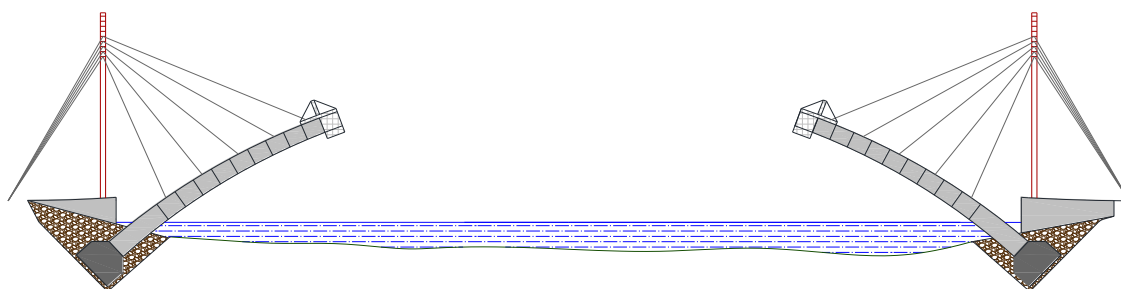


Fig. 51 – Processo construtivo – Sequência do procedimento da 12ª à 14ª fase (a)

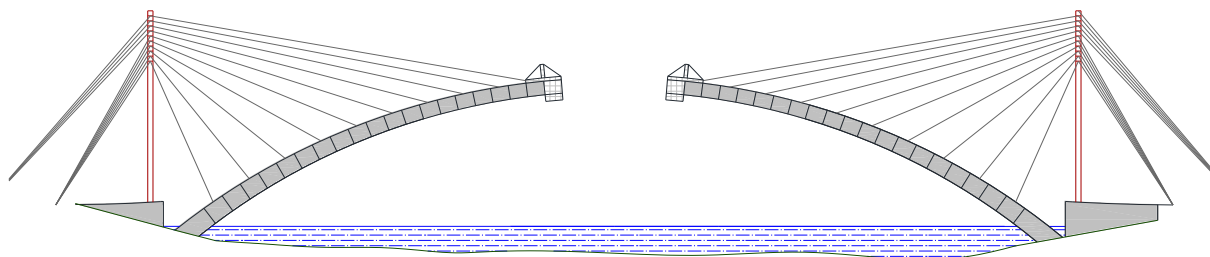


Fig. 52 – Processo construtivo – Sequência do procedimento da 12ª à 14ª fase (b)

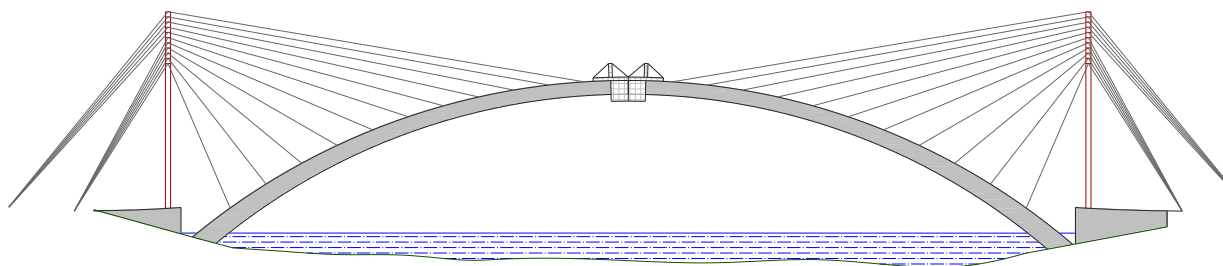


Fig. 53 – Processo construtivo – Final da 14ª fase

- xv. Remoção dos carrinhos de avanços;

A zona do tabuleiro apoiada e respetivos montantes são executados tramo a tramo com auxílio de cimbra diretamente apoiado sobre o arco. A zona suspensa do tabuleiro é executada com recurso a carrinhos de avanços suspensos. Ao nível do tabuleiro, as cabeças dos tirantes distam 5m entre si, isto é, uma aduela de 5m cada, pelo que o ciclo é constituído pela betonagem de um par de aduelas e a colocação em carga do respetivo par de tirantes. A este ciclo de tarefas repetitivas perfeitamente normalizadas corresponde à execução de 5m de tabuleiro com a sequência que se passa a descrever:

- xvi. Montagem de armaduras e ajuste de cofragens;
xvii. Betonagem da aduela;
xviii. Aplicação de pré-esforço provisório nos cabos do tabuleiro;
xix. Betonagem de carlinga à frente da aduela anterior e respetivo pré-esforço;
xx. Aplicação de tirantes;
xxi. Avanço dos carrinhos;
xxii. Inicia-se novo ciclo com a betonagem da aduela seguinte.

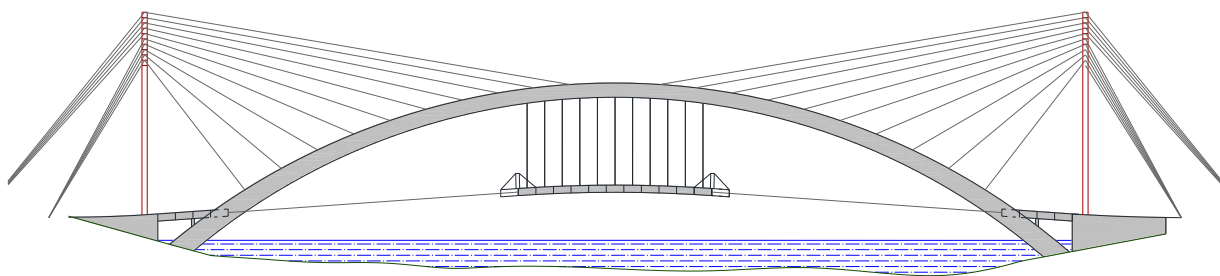


Fig. 54 – Processo construtivo – fase intermédia da construção do tabuleiro

No final da execução do tabuleiro procede-se à aplicação do pré-esforço final de continuidade e do ajuste do pré-esforço nos tirantes, caso seja necessário.

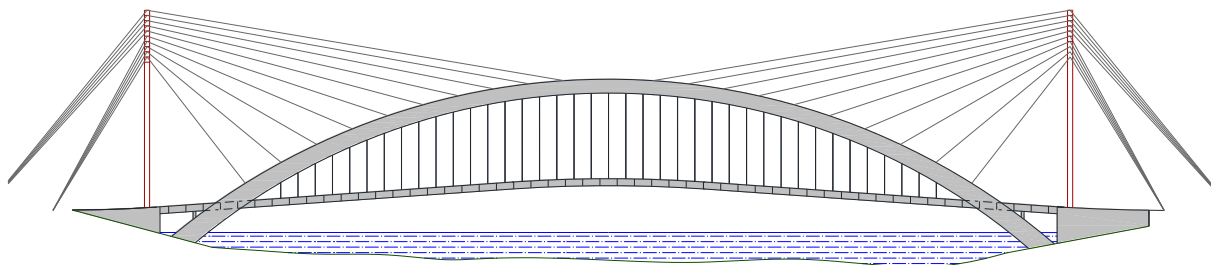


Fig. 55 – Processo construtivo – Fecho do tabuleiro

Para além disso, é feita a remoção das torres provisórias, verificação da qualidade da estrutura através da realização de ensaios de carga na supra e infra-estrutura, execução dos acabamentos gerais (colocação de pavimento, iluminação, guardas, etc.) e execução dos acessos do Porto e V.N. Gaia.

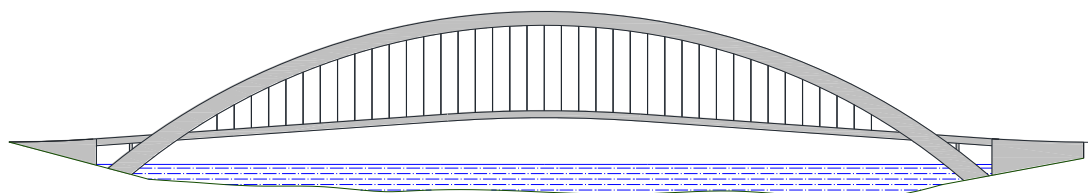


Fig. 56 – Processo construtivo – Fase final

Visto que na margem do Porto o espaço é reduzido devido à elevada ocupação do solo, o estaleiro apenas será posicionado na margem de Gaia junto ao local de implantação permitindo dispor de uma área de armazenamento significativa. Contudo, o fornecimento de materiais tem de ser efetuado com o devido controlo tentando estabelecer um ritmo próximo do contínuo, limitando-o a volumes mais reduzidos. O transporte e fornecimento dos materiais por via fluvial pode ser uma alternativa a considerar tendo em conta os constrangimentos de tráfego expectáveis devido essencialmente às características dos arruamentos de acesso ao local da obra.

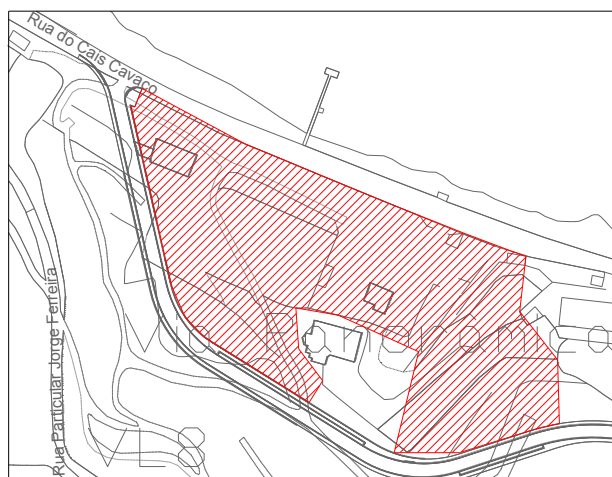


Fig. 57 – Ocupação do estaleiro

A betonagem “in situ” pode ser realizada partindo de barcas no rio ou por bombagem direta das auto-betoneiras, não sendo necessário a implantação de uma central de betão em estaleiro.

O arranque das consolas dos dois arcos é efetuado através da construção de aduelas de 18.0 m betonadas sobre cimbra ao solo. No seguimento de cada uma destas aduelas de extremidade são betonadas 22 aduelas em avanços sucessivos, através de quatro cimbres móveis cada, sendo que as quatro metades do arco são posteriormente ligadas por duas aduelas na zona de união dos dois arcos. Na primeira fase é betonado o banzo inferior do arco, em seguida as almas e por fim o banzo superior do arco. No caso presente existem quatro frentes de trabalho, onde a duração de cada ciclo é, frequentemente, de uma semana com cinco dias úteis, sendo um dia para a aplicação do pré-esforço, descofragem e avanço do equipamento, dois dias para a colocação da armadura, um dia para a betonagem da aduela e três dias (incluindo o fim de semana) para a cura do betão.

Contudo, a adoção do método por avanços sucessivos apresenta algumas desvantagens das quais se destaca o baixo rendimento, problemas associados à deformabilidade das estruturas de suporte, que provocam o aparecimento de fissuras nas juntas entre aduelas e a ocupação do plano de trabalho superior, dificultando o acesso de pessoas e materiais à frente de trabalho.

De modo a atenuar estas desvantagens podem ser introduzidos melhoramentos nos sistemas de cofragem, tais como: a utilização de vigas metálicas portantes dispostas ao longo da superfície exterior das almas ou a utilização de equipamentos rígidos autoportantes fixos ao arco por intermédio de pré-esforço. A primeira solução liberta a superfície superior de trabalho e permite a utilização de algumas técnicas de pré-fabricação na produção das aduelas betonadas “in situ”, como por exemplo, a colocação da armadura de uma só vez (completamente executada em estaleiro) A segunda solução liberta a superfície superior de trabalho e torna desprezáveis as deformações do equipamento.

Durante a construção o peso das aduelas é suportado por tirantes provisórios ligados às ancoragens fundadas na rocha. A compressão resultante no arco e nas fundações graníticas foi introduzida gradualmente e, deste modo, os efeitos diferidos no betão foram sendo atenuados e melhor controlados.

Após o fecho dos dois arcos, o tabuleiro foi construído do centro do arco em direção aos encontros. O tempo de realização de um ciclo, referenciado anteriormente, é possível em cada semana, tirar o proveito do fim de semana no ganho de resistência do betão para posterior aplicação do pré-esforço. Visto que o tabuleiro se encontra praticamente suspenso, é necessário proceder à conceção e montagem na fase construtiva da sua amarração através de cabos ligados aos encontros com o objetivo de impedir grandes movimentos horizontais, permitindo no entanto, os movimentos verticais do tabuleiro.

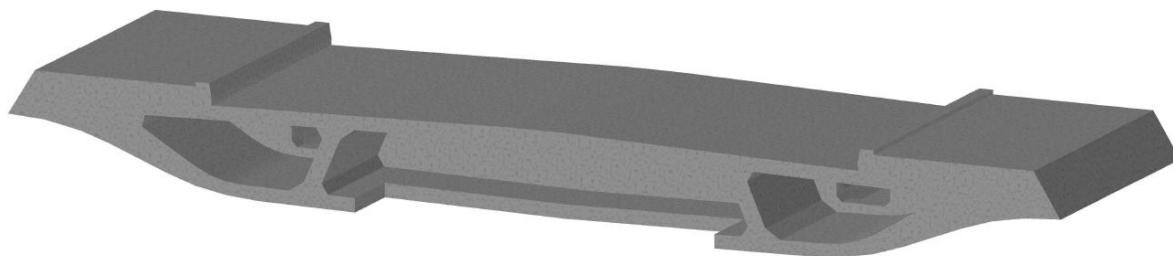


Fig. 58 – Esquema de um elemento usado para o tabuleiro

3.6. IMPACTO VISUAL

Uma obra de arte desta dimensão e importância obriga à elaboração de estudos relativos ao impacto visual.

De acordo com as condicionantes do projeto já abordadas no Capítulo 3, o impacto visual da estrutura foi um fator determinante na ponderação das soluções adotadas ao longo do desenvolvimento do projeto, tendo sido sempre apreciada a inserção nas margens do rio e a avaliação da estética da estrutura em diversas perspetivas, recorrendo às ferramentas 3D do software AutoCAD 2012, na criação de modelos tridimensionais da ponte e do software Cinema 4D, na realização de várias fotomontagens.

A escolha de uma solução em arco foi influenciada pela solução estrutural típica das pontes das cidades do Porto e V. N. Gaia, mas também pela melhor forma de integrar a nova travessia. A escolha da relação vão/flecha do arco e o facto de as suas fundações estarem submersas têm também a particularidade de proporcionar uma solução elegante, singular e reduzir o seu impacto visual sobre a panorâmica da zona histórica, enquadrando-se melhor com a ponte da Arrábida.

No modelo tridimensional final da estrutura foram aplicadas as texturas dos materiais pré-definidos, sendo este representado nas Fig. 59, Fig. 60 e Fig. 61.

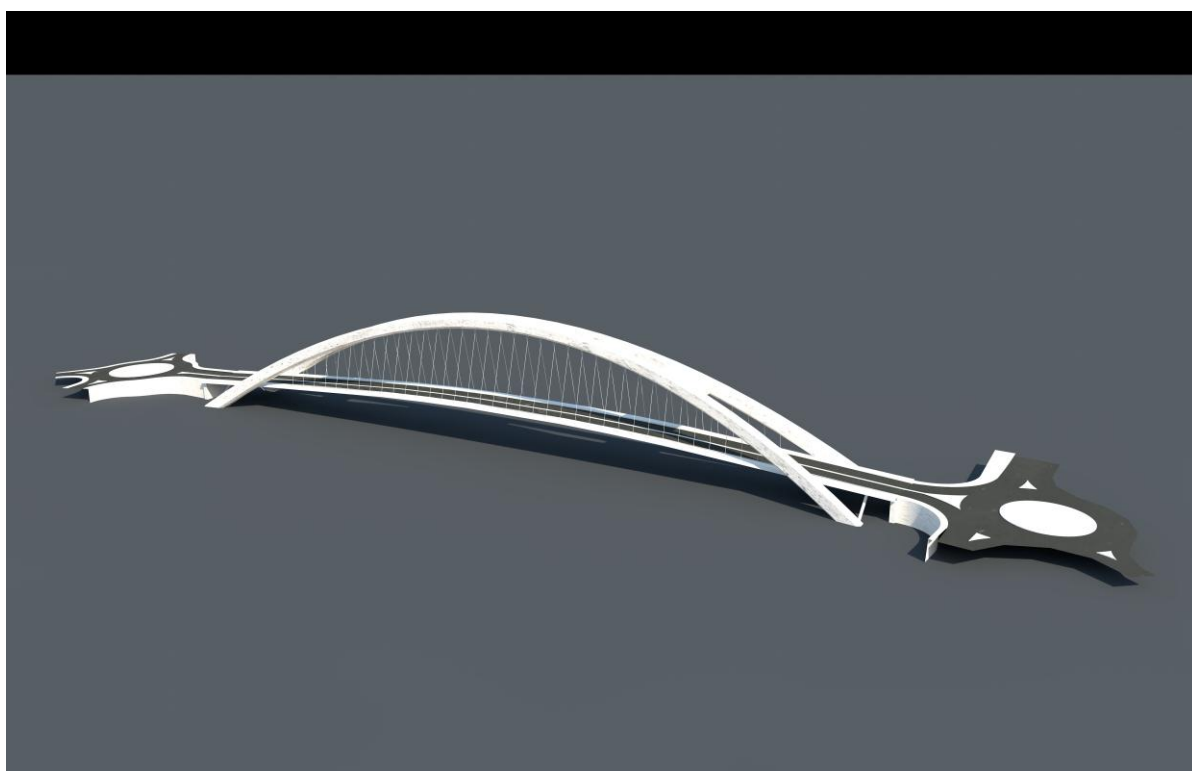


Fig. 59 – Imagem do modelo tridimensional final da nova ponte sobre o rio Douro

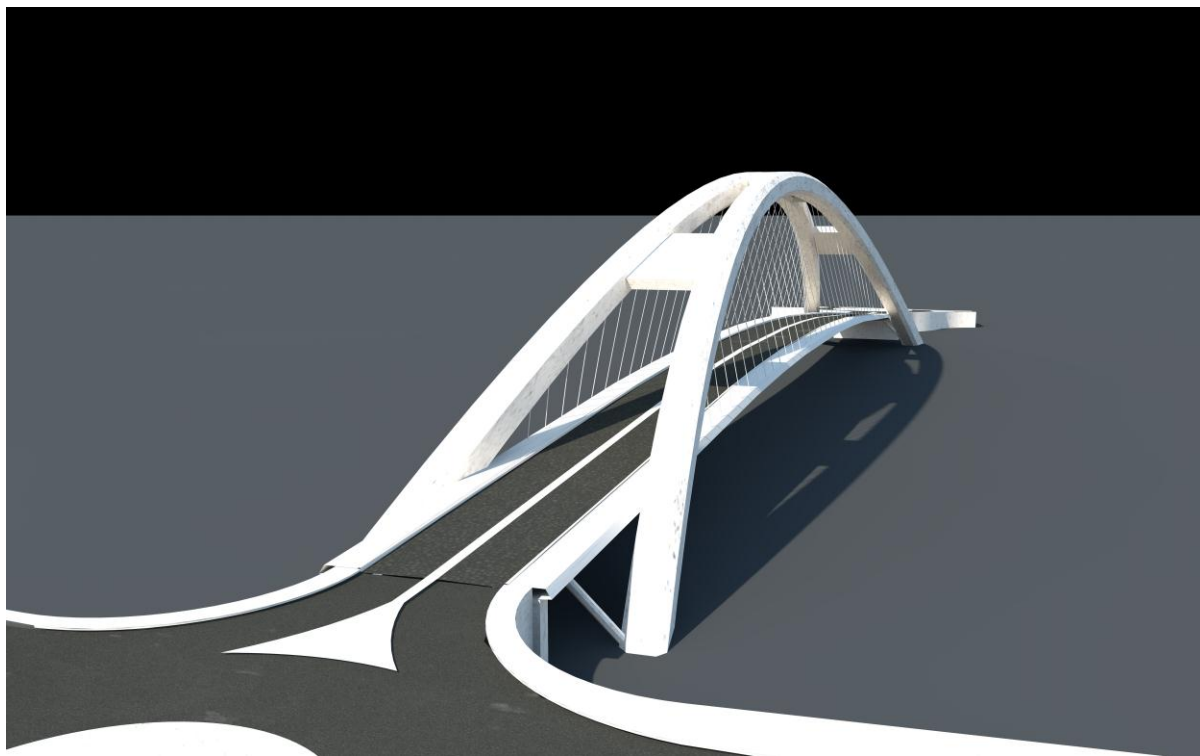


Fig. 60 – Imagem do modelo tridimensional final da nova ponte sobre o rio Douro

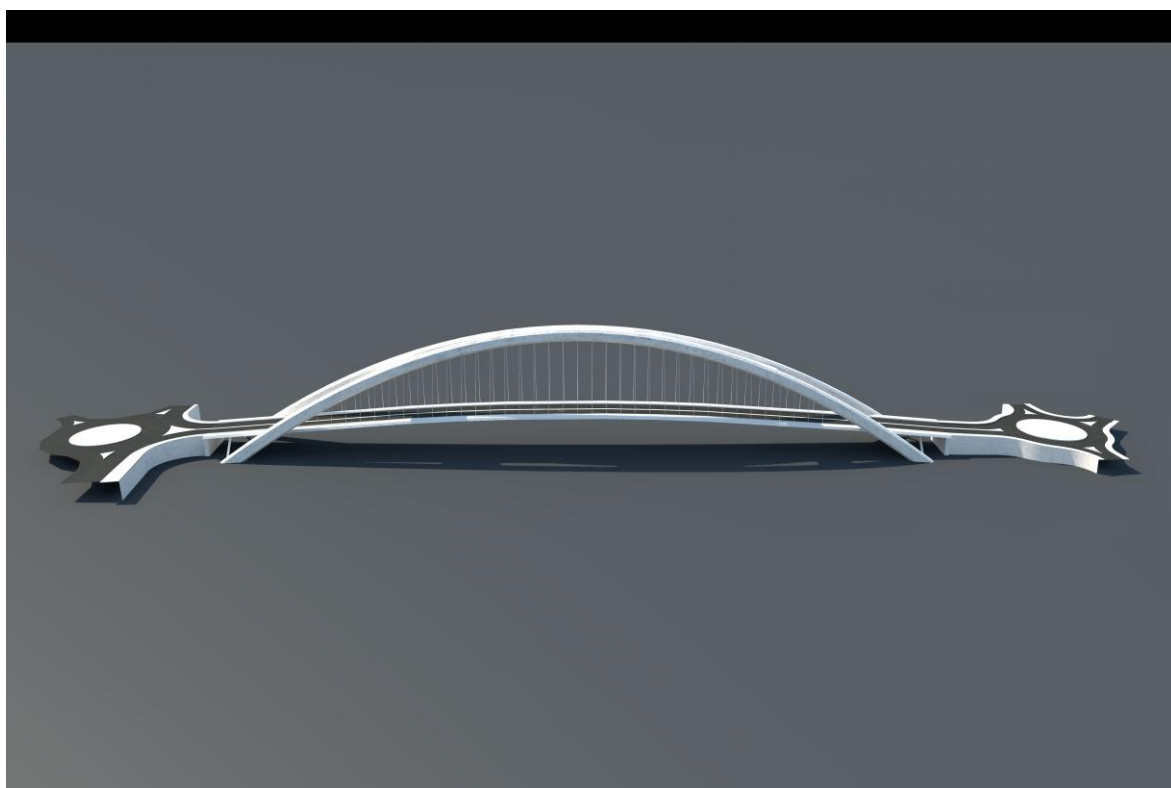


Fig. 61 – Imagem do modelo tridimensional final da nova ponte sobre o rio Douro

Este modelo foi introduzido em fotografias, digitalmente manipuladas, tendo-se obtido as fotomontagens que se encontram nas Fig. 62, Fig. 63, Fig. 64, Fig. 65 e Fig. 66.



Fig. 62 – Fotomontagem da nova ponte sobre o rio Douro, vista de V.N. de Gaia



Fig. 63 – Fotomontagem da nova ponte sobre o rio Douro, vista do Porto



Fig. 64 – Fotomontagem da nova ponte sobre o rio Douro

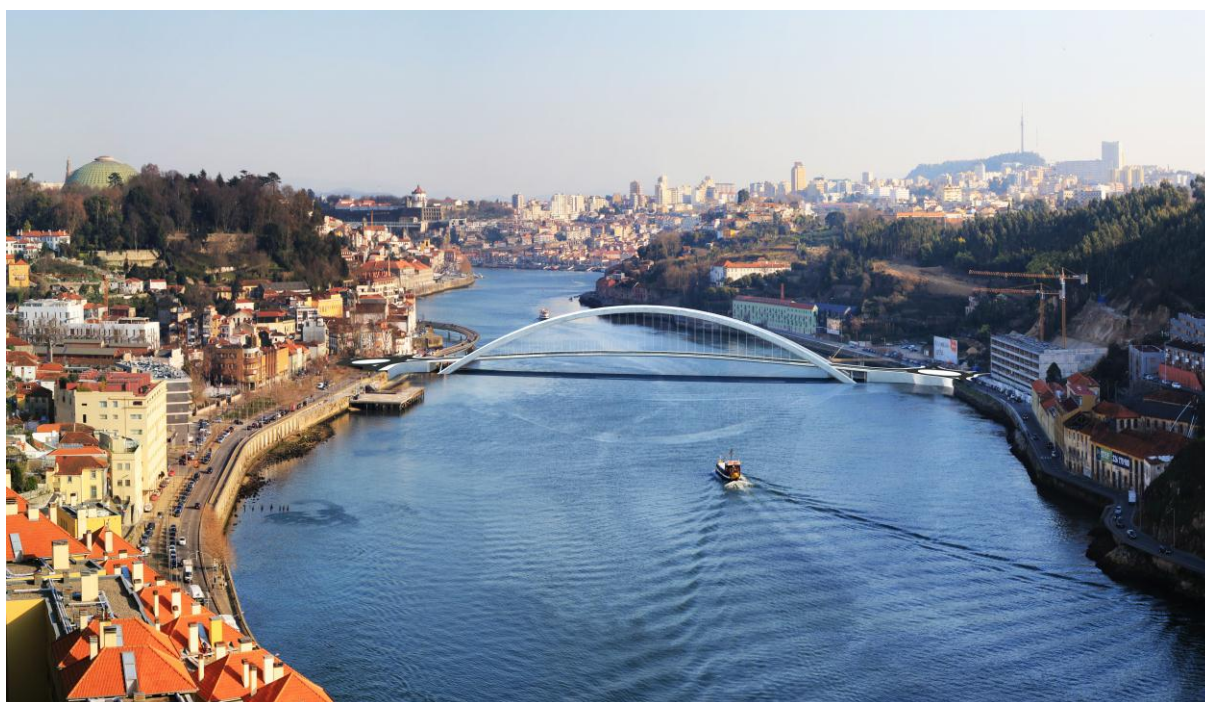


Fig. 65 – Fotomontagem da nova ponte sobre o rio Douro, vista da Ponte da Arrábida



Fig. 66 – Fotomontagem da nova ponte sobre o rio Douro

Como se pode confirmar através das fotomontagens apresentadas, o impacto visual da nova ponte rodoviária sobre a paisagem existente é positivo e bem integrado no meio envolvente. Além disso, resulta numa solução esteticamente esbelta, à semelhança da generalidade das pontes existentes na zona. Poderá ser um novo potencial elemento para o desenvolvimento local, beneficiando as zonas ribeirinhas, não só no que concerne à mobilidade rodoviária, mas também à pedonal.

4

MATERIAIS

4.1. DESCRIÇÃO GERAL

Os materiais estruturais a utilizar no projeto foram influenciados sobretudo pela solução estrutural adotada.

Contudo, a opção de quem projeta tem que atender aos aspetos de durabilidade em confronto com os possíveis agentes agressivos, o que no caso do projeto em estudo foram condicionantes na escolha dos materiais. A opção estrutural em arco, anteriormente apresentada, condiciona consideravelmente esta seleção de materiais. Por outro lado, a ordem de grandeza dos esforços atuantes pressupõe a utilização de materiais de maior resistência, e a própria inserção da obra no contexto ambiental e paisagístico obriga a ter em conta a preponderância da estética global da obra de arte.

Posto isto, na seleção devem considerar-se as propriedades dos materiais, bem como o seu custo e funcionalidade, residindo aqui, por vezes, alguma dificuldade dado o vastíssimo leque de opções existentes no mercado.

Após uma pequena pesquisa de possíveis materiais foi feita uma análise, atendendo aos objetivos pretendidos. Assim, os seguintes materiais foram escolhidos para os principais componentes da obra de arte:

Betões:

- encontros C30/37;
- fundações C30/37;
- arco C50/60;
- tabuleiro C50/60.

Aços:

- armaduras ordinárias S500 NR SD;
- armaduras de pré-esforço em cordão Y 1860 S7.

4.2. BETÃO ESTRUTURAL

Já abordado no segundo capítulo, o betão armado tornou-se nos finais do século XIX, um dos materiais mais importantes na construção de elementos estruturais. A ponte é constituída por dois materiais, o betão, material de grande capacidade de resistência à compressão, e o aço, que concede resistência à tração ao conjunto, concebendo um produto final de grande eficácia estrutural.

O betão é um material heterogéneo fabricado artificialmente, constituído por água, ligante hidráulico, também conhecido por cimento, agregados, geralmente brita ou godo, areia e eventualmente adjuvantes e aditivos, adquirindo uma mistura adequada para a construção. A resistência e durabilidade deste dependem sobretudo dos materiais que o compõem, bem como do controlo de qualidade do fabrico e de colocação em obra.

As características do betão identificam-se de acordo com as classes de resistência característica do betão à compressão, facilitando assim em obra e em projeto a distinção do vasto leque de opções existentes.

Tabela 1 – Classes do betão (adaptado do Eurocódigo 2)

Classes de resistência do betão															Expressão analítica /Comentários
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2.12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10))$ $> C50/60$
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9	3.0	3.1	3.2	3.4	3.5	$f_{ctk,0.05} = 0.7 \times f_{ctm}$ quantilho de 5 %
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2.0	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3	5.5	5.7	6.0	6.3	6.6	$f_{ctk,0.95} = 1.3 \times f_{ctm}$ quantilho de 95 %
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm}/10)^{0.3}]$ (f_{cm} em MPa)
ϵ_{c1} (‰)	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.25	2.3	2.4	2.45	2.5	2.6	2.7	2.8	2.8	ver Figura 3.2 $\epsilon_{c1}(0/100) = 0.7 f_{cm}^{0.31} \leq 2.8$
ϵ_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	ver Figura 3.2 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu1}(0/100) = 2.8 + 27[(98 - f_{cm}/100)^4 f_{cm}/100]^4$
ϵ_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	ver Figura 3.3 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c2}(0/100) = 2.0 + 0.085(f_{ck} - 50)^{0.53}$
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ver Figura 3.3 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu2}(0/100) = 2.6 + 35[(90 - f_{ck}/100)^4]$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1.4 + 23.4[(90 - f_{ck}/100)^4]$
ϵ_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	ver Figura 3.4 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c3}(0/100) = 1.75 + 0.55[(f_{ck} - 50)/40]$
ϵ_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ver Figura 3.4 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu3}(0/100) = 2.6 + 35[(90 - f_{ck}/100)^4]$

Os agregados são o constituinte mais abundante, em volume, da mistura de um betão usual. Estes devem apresentar características de boa resistência à abrasão, estabilidade química, textura e reduzida porosidade e se possível de superfície limpa e com granulometria uniforme. Os materiais como a areia e a pedra britada ou cascalho são bons exemplos com as características enunciadas atrás e por isso, são muito utilizadas na fabricação de betão, além de que é uma matéria-prima de grande abundância na natureza.

Abordando os restantes materiais constituintes do betão, é imprescindível que a água a misturar seja água potável, sem que contenha gosto e cheiro, e sobretudo que esta não esteja contaminada. O cimento designado por Portland é o mais utilizado na construção de edifícios e pontes. Este cimento é produzido em fábrica e pode ser obtido pela mistura de margas ou calcários margosos, ou a partir de calcário e argila ou xisto argiloso, com substâncias ricas em sílica, alumina ou ferro, reduzidas a pó muito fino, quando expostas à ação de temperaturas da ordem de 1450°C.

O betão contém poros ocupados pelo ar presente na mistura dos materiais, ou seja, contém espaços vazios. A peça de betão tem então a capacidade de absorver água assim como de permitir a sua transição sob pressão.

No que respeita às propriedades físicas do betão, este apresenta-se como um material extremamente suscetível à variação de temperatura e presença de humidade, expandindo com o aumento destas e encurtando com a sua redução, sendo caracterizado também pela presença de fenómenos de retração e fluência. Contudo, as propriedades podem ser substancialmente influenciadas pela sua composição e conceção, por norma, para que estas possuam características mais favoráveis.

O betão deve possuir boa trabalhabilidade, isto é, enquanto fresco deve ser um material suficientemente moldável, de modo a ser possível concretizar peças com as mais diversas formas.

Apresenta, segundo a norma europeia EN 1992-1-1:

- resistência característica à compressão de 20MPa a 100MPa;
- coeficiente de Poisson em regime elástico: $\nu = 0.2$;
- coeficiente de dilatação térmica linear: $\alpha = 1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;
- peso volúmico de 24kN/m³ a 26kN/m³ podendo ser bastante inferior em betões leves.

A letra C, inicial da palavra betão na língua inglesa, *concrete*, é seguida dos números que indicam respetivamente a resistência característica à compressão de um provete cilíndrico e a de um cúbico, expressas em MPa.

Um aspeto importante deste material é o facto de o comportamento mecânico ser influenciado pelo tempo, sendo observável um aumento nítido de resistência com a idade, essencialmente nos primeiros dias. Por outro lado, os problemas associados, já atrás indicados, de retração e fluência são aspetos que condicionam a rotura diferida no tempo, devendo ser alvo de especial atenção.

O comportamento do betão, segundo a EN 1992-1-1, é considerado para dimensionamento através das relações tensão-extensão indicadas na figura Fig. 67.

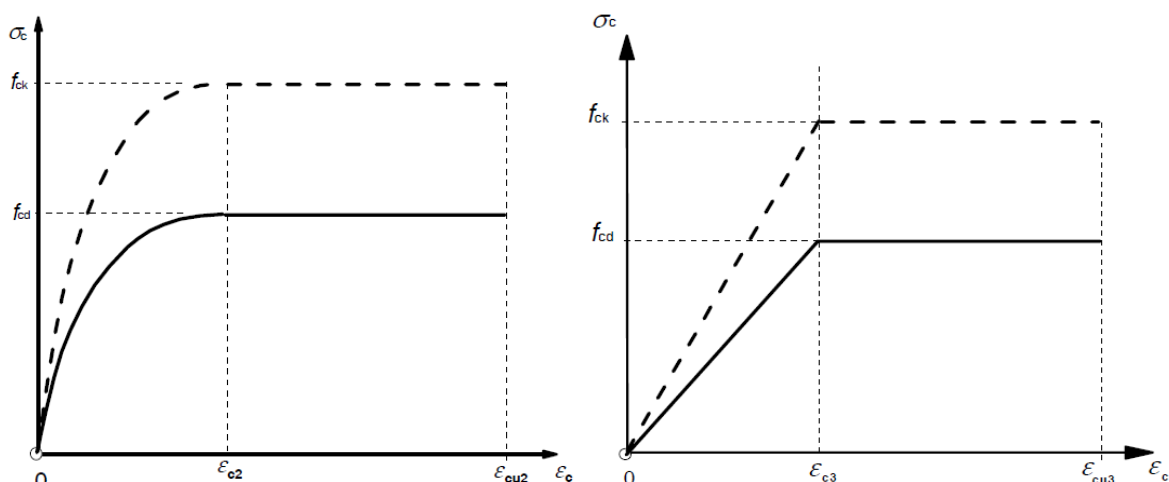


Fig. 67 - Diagrama parábola-retângulo e bi-linear de tensões-extensões de dimensionamento no betão (adaptado do Eurocódigo 2)

No que respeita à evolução tecnológica do betão enquanto material, refere-se a utilização, em diversos casos, de betões de alta resistência, com tensões características de rotura entre 50 e 100 MPa, que são usados sobretudo em construções com elevado nível de tensão, muito frequente em estruturas especiais, como obras de arte onde se enquadra o presente caso de estudo. Para além de possuírem elevada resistência, apresenta paralelamente baixas relações água-cimento, diminuindo assim os efeitos de retração e fluência.

O betão utilizado é assim da classe C50/60 para o tabuleiro e arcos, e C30/37 para os encontros e fundações, de acordo com as especificações do EN 1992-1-1, que definem as suas características como a Tabela 2.

Tabela 2 – Características mecânicas do betão C30/37 e C50/60

	C30/37	C50/60	
f_{cd}	20	33.3	MPa
f_{ck}	30	50	MPa
$f_{ctk0,05}$	2.0	2.9	MPa
f_{ctm}	2.9	4.1	MPa
$f_{ctk0,95}$	3.8	5.3	MPa
$E_{c,28}$	33	37	GPa

4.2.1. BETÃO BRANCO ARQUITETÓNICO

A adoção do cimento branco na produção de betão oferece uma solução polivalente e versátil permitindo enquadrar variadas formas, texturas e cores, conjugadas com efeitos luz/sombra. O betão branco arquitetónico torna-se assim uma solução possível e interessante para aplicar na obra em estudo, sendo esta de elevada importância e reconhecimento, destacada pelo seu valor estético e técnico.

Designado betão branco arquitetónico, permite conciliar funções de estrutura, revestimento e produto final, dispensando a utilização de outros materiais, como pinturas ou aplicação de outras soluções equivalentes, revelando-se também uma solução rentável. A elevada compacidade e homogeneidade das superfícies de betão branco arquitetónico garantem a longevidade à obra, que por norma é superior à das diversas alternativas existentes no mercado.



Fig. 68 – Viaduto do aeroporto Francisco Sá Carneiro

A trabalhabilidade deste material, que facilmente se adapta às cofragens existentes no mercado, permite a liberdade para novas formas de expressão mais complexas, havendo já exemplos de muitas obras notáveis em Portugal como, o viaduto do aeroporto Francisco Sá Carneiro, Casa da Música e Pavilhão do Conhecimento. Este aspeto permite através de dispositivos adaptados aos moldes ou com a utilização de plastificantes, a criação de uma quase ilimitada variedade de agradáveis texturas, em alto ou baixo-relevo, criando superfícies personalizadas de acordo com utilização de inertes naturais adequados e da qualidade do cimento.



Fig. 69 – Casa da Música



Fig. 70 – Pavilhão do Conhecimento

Todavia a cor do betão representa um valor relativo, uma vez que esta não é absoluta nem constante. O índice de refletância define a capacidade do betão refletir a luz solar, variando com a sombra, densidade, tempo e pelas outras cores que envolvem o espaço de implantação, sabendo que este índice de refletância de 100 corresponde ao branco puro. De facto, a alteração da tonalidade de uma superfície é uma constante do betão branco arquitetónico, devido à alteração da exposição solar em cada momento de cada dia e do ano.

O comportamento reológico do betão branco é idêntico ao do betão corrente, apesar de haver a necessidade de um estudo mais aprofundado. Assim, os efeitos diferidos poderão ser inferiores caso o controlo seja minucioso. É importante minimizar qualquer tipo de fissuração, uma vez que sendo o betão branco, torna-se ainda mais notória a má aparência, quando sujeita aos ataques do meio ambiente.

A seleção da cor branca foi apenas usada para os elementos visíveis. Para os restantes elementos, como é o caso das fundações, foi utilizado um betão de cor tradicional.

4.3. ARMADURAS PARA BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO

No que respeita à armadura do betão armado, o aço apresenta-se geralmente em forma de varões, fios, redes e armaduras especiais.

O aço é um material homogéneo, resultante da mistura da solução sólida de ferro com uma pequena parcela de carbono, criando um elemento metálico resistente adaptado às exigências da construção. A fração do carbono neste material representa entre 0.2% e 2.1% do peso total, dependendo da sua classe. Este elemento atua como reagente fortalecedor, prevenindo os deslocamentos internos na estrutura cristalina do ferro. A variação da quantidade de carbono no aço altera as suas propriedades, particularmente a tensão de cedência, a ductilidade e a dureza. Além do carbono, existem outros materiais na composição do aço. Estes são provenientes principalmente do seu processo de fabrico e prejudiciais para as suas características, como o enxofre e o fósforo. Em determinadas circunstâncias, para melhorar as propriedades do aço são utilizados igualmente outros componentes, tais como o níquel, o cromo e o magnésio.

A utilização do ferro terá sido inicialmente usada meramente em utensílios, dos quais se constata que o exemplar mais antigo possui mais de 4000 anos. Este foi encontrado numa escavação arqueológica em Anatólia, próximo da atual cidade de Ancara, na Turquia.

Apesar de já ser conhecido e utilizado em determinados sectores, os custos praticados na sua produção e a dificuldade de execução impediam uma utilização em grande escala no sector da construção. No entanto, com a Revolução Industrial iniciada em Inglaterra, a utilização do aço na construção civil surgiu em grande escala durante o século XIX. Os custos do aço na construção civil são mais elevados do que os do betão, por necessitar de mão-de-obra especializada na exploração da matéria-prima, fabrico e montagem.

Relativamente às suas características de resistência, permite superar o elevado peso volumico comparado com o betão, construindo estruturas relativamente leves e esbeltas, com recurso a menores quantidades deste material.

Um aspeto desfavorável importante que deve ser tido em conta nas estruturas metálicas é a sua tendência para a corrosão. Em ambientes com elevado nível de humidade, a reação química expansiva do aço diminui sucessivamente a sua secção resistente com o passar dos anos enquanto não se tomarem medidas atenuadoras deste efeito, como por exemplo, sistemas de proteção catódica e pintura. Este aspeto assume fator primordial numa estrutura próxima da costa, como é o caso da estrutura em estudo, pelo que é necessário proteger convenientemente os elementos metálicos com pintura adequada, manutenção frequente, e eventual colocação de elementos com resistência melhorada à corrosão. O betão armado é o exemplo onde se protege o aço contra possíveis agentes corrosivos, para além de compatibilizar as potencialidades de cada um dos materiais.

4.3.1. ARMADURAS ORDINÁRIAS

As armaduras devem apresentar a ductilidade adequada, definida pela relação entre a resistência à tração e a tensão de cedência, $(f_t/f_s)_k$, e pela extensão de carga máxima, ε_{uk} . Na Fig. 71 representam-se as curvas tensões-extensões para o aço típico laminado a quente e outro endurecido a frio.

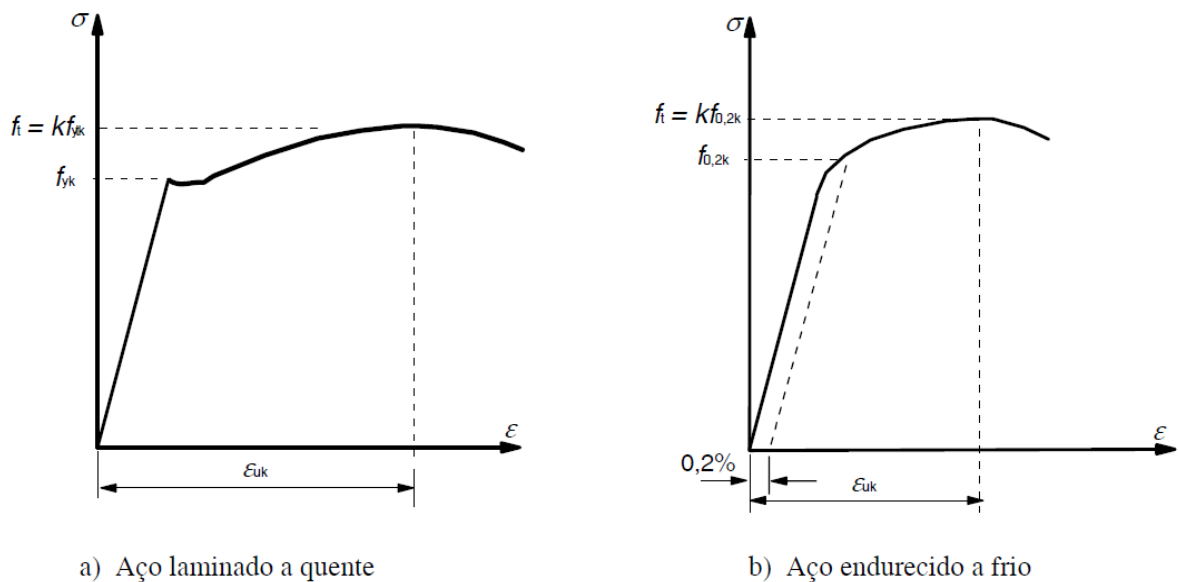


Fig. 71 – Diagrama tensões-extensões do aço típico de armaduras para betão armado (adaptado do Eurocódigo 2)

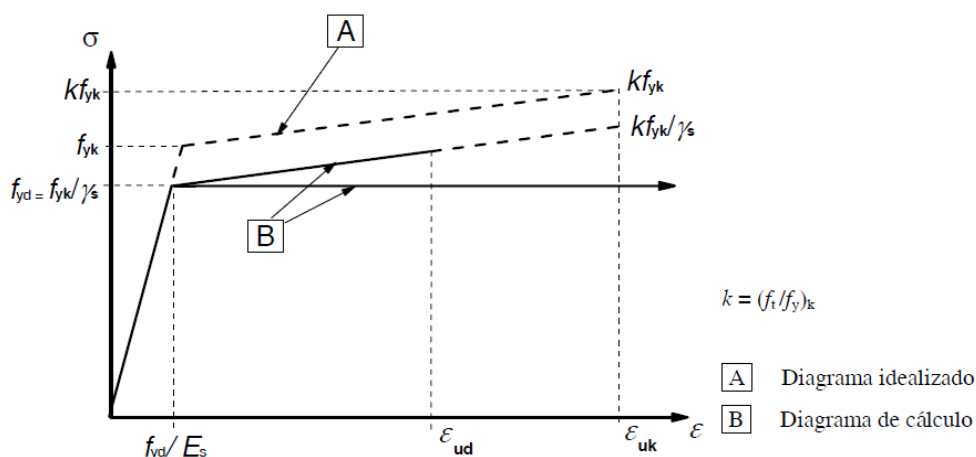
As regras utilizadas pelas normas europeias relativas ao projeto e às disposições construtivas são aplicáveis no caso de aços em que o valor característico da tensão de cedência à tração está no intervalo de 400 a 600 MPa.

No mercado atual existem três classes de ductilidade dos aços para armaduras de betão armado, correspondendo a Classe A à menor, e a Classe C à maior ductilidade. As relações entre classificações referenciadas pelas normas europeias e portuguesas estão apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3 – Relação entre a classificação das armaduras em Portugal e a classificação indicada pelo Eurocódigo

Armaduras	Classe
S400 ou S500NRSD	C
S400 ou S500NR	B
A500EL ou ER	A

O comportamento dúctil do aço a usar nos elementos de betão armado, segundo a norma EN 1992-1-1, é considerado para posterior dimensionamento de duas formas possíveis, de acordo com as relações tensão-extensão indicadas na Fig. 72.



Na estrutura a projetar foram consideradas armaduras constituídas por varões de aço da classe S500 NR (N – fabrico laminado a quente; R - superfície rugosa) que possuem as características apresentadas na Tabela 4.

Tabela 4 – Características mecânicas do aço de armaduras

S500		
f_{yd}	435	MPa
f_{yk}	500	MPa
ϵ_{yd}	0.218	%
E_s	200	GPa

4.3.2. ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO

Antes do desenvolvimento dos Sistemas de Controlo Ativo na Engenharia Civil, Eugène Freyssinet e uns anos mais tarde Zetlin, foram os criadores do pré-esforço onde fizeram menção a cabos ativos para melhorar o comportamento de estruturas apesar de nessa altura a técnica estar condicionada ao desenvolvimento dessas ideias na aplicação prática, por questões de qualidade do aço e por falta de especialização técnica.

O aço pré-esforçado é um aço laminado a quente com alto teor em Carbono (aproximadamente 0.8%), caracterizando-se pela elevada resistência e pela ausência de patamar de cedência. Apesar de apresentar um custo superior quando comparado com o da armadura ordinária poderá, por vezes, ser mais económico, já que a sua resistência pode ser, aproximadamente, até três vezes superior. Os aços de alta resistência são fornecidos na forma de fios e cabos, evitando desta forma problemas associados a emendas e sobreposições da armadura em peças estruturais de grandes vãos. Na construção com betão armado, com estado de tensão inicial nulo no aço, o emprego dos aços de alta resistência é desaconselhado, pois os alongamentos exagerados provocariam fendas de grande abertura. Já no betão pré-esforçado este problema é evitado através do esticamento prévio da armadura, ficando a estrutura sujeita a um estado de tensão inicial não nulo.

Os aços de pré-esforço podem apresentar as seguintes formas:

- fios e associação de fios;
- varões ou cordões e cordões paralelos (cabos em feixe);
- associação de cordões dispostos em hélice em torno de um eixo horizontal comum (cabos ou cordões).

Quanto ao tratamento do aço de pré-esforço, podem ser aplicados vários processos num mesmo aço com o objetivo de melhorar as suas características elásticas e reduzir perdas de tensão por relaxação, dos quais se destacam os seguintes processos:

- endurecimento a frio por trefilagem ou estiragem;
- tratamentos térmicos;
- tratamentos mecânicos.

Relativamente às propriedades mecânicas, o módulo de elasticidade é aproximadamente idêntico ao dos restantes aços ($E_p = E_s = 200$ GPa) para casos sem grande rigor de análise, embora possa variar em determinadas situações consoante o fornecedor de 165 GPa e 210 GPa.

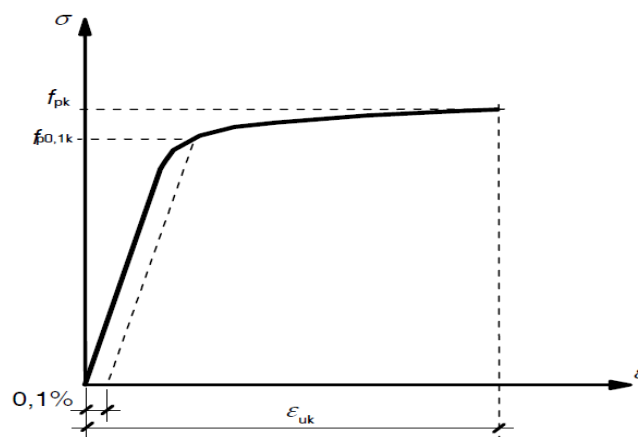


Fig. 73 – Diagrama tensões-extensões do aço de pré-esforço (adaptado do Eurocódigo 2)

A tensão limite correspondente à proporcionalidade de 0.1% ($f_{p0,1k}$) e de resistência à rotura (f_{pk}) são definidas, sucessivamente, como o valor característico correspondente à extensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1% e o valor característico máximo em tração simples.

O comportamento dúctil do aço a usar nos elementos de betão pré-esforçado, segundo a EN 1992-1-1 é considerado para posterior dimensionamento de duas possíveis maneiras de acordo com as seguintes relações tensão-extensão apresentadas na Fig. 74.

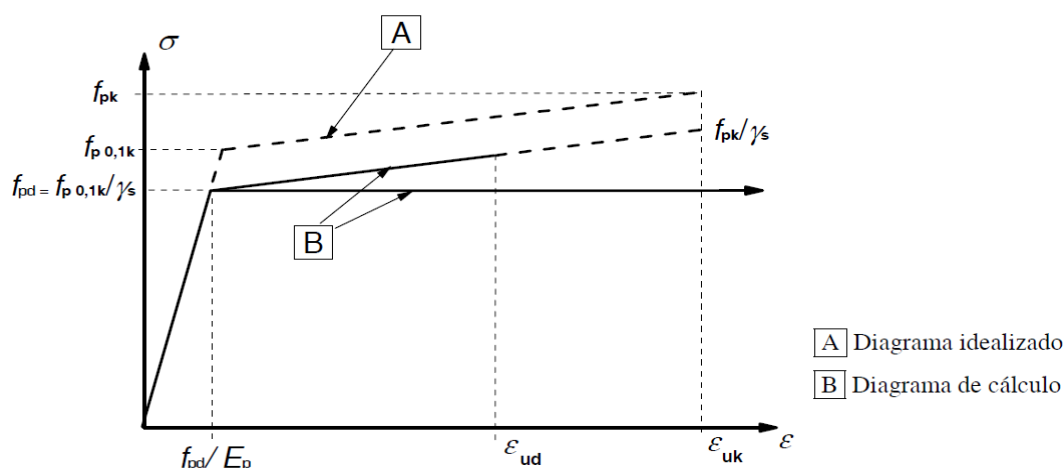


Fig. 74 – Diagrama tensões-extensões de dimensionamento no aço pré-esforçado (adaptado do Eurocódigo 2)

Na estrutura em análise foram consideradas armaduras de pré-esforço em cordão de 15.7mm com uma área de 150 mm² do tipo A1670/1860. Esta armadura possui tensão de cedência de 1670MPa e tensão de rotura de 1860MPa. O valor do módulo de elasticidade é de 195GPa, podendo variar de 10GPa.

4.4. TIRANTES

A designação tirante engloba diversas soluções de cabos de aço para a suspensão do tabuleiro. As primeiras pontes modernas adotaram “*locked coil cables*” ou cabos “fechados” (a designação inglesa é, no entanto, a forma como estes cabos são mais conhecidos). Trata-se de cabos constituídos por uma série de cordões interiores, de pequena secção circular, envolvidos por duas ou três camadas exteriores de cordões perfilados em forma de Z, perfeitamente encaixados entre si, para impermeabilização e proteção mecânica dos cordões interiores (Fig. 75).



Fig. 75 – Tirantes formados por cabos “fechados” – locked coil cables

Nos E.U.A. foram também utilizados tirantes formados por cordões de sete fios enrolados de forma helicoidal, como é comum nos cabos de pré-esforço. Estes tirantes possuíam maior flexibilidade, o que era uma vantagem quando se utilizavam selas de desvio em pontes tipicamente atirantadas mas, em contrapartida, evidenciavam menor módulo de elasticidade. Outras duas desvantagens levaram à sua substituição por outras soluções tecnologicamente mais evoluídas. Por um lado, a superfície exterior rugosa dificultava a sua eficiente proteção à corrosão. Por outro lado, o primeiro tensionamento deste tipo de tirantes causava uma deformação irreversível devida à compressão radial dos vários cordões, e que requeria um tensionamento prévio dos tirantes a uma tensão 10 a 20% superior à que eles iriam funcionar em serviço, para eliminar este comportamento não linear verificado no primeiro tensionamento.

Soluções com cordões paralelos, com secção hexagonal ou circular de 5 a 7mm de diâmetro, foram utilizados tanto nos EUA como no Japão, com o objetivo de eliminar a redução da tensão de rotura observada nos tirantes compostos por cordões entrelaçados de forma helicoidal. Esta solução tinha a vantagem adicional de manter o módulo de elasticidade de 205GPa, igual ao do aço estrutural, mas era necessário grande número de cordões para compor um tirante.

Para garantir o posicionamento relativo entre cordões eram utilizados espaçadores dentro de uma bainha plástica exterior de proteção do conjunto dos cordões, geralmente em polietileno mas, em alguns casos, em aço inox. Inicialmente estas bainhas eram pretas, devido à inclusão de carbono na sua composição para assegurar maior durabilidade à ação dos raios ultravioletas. Contudo, esta cor aumentava as variações de temperatura do aço dos tirantes e, devido às diferenças entre a condutibilidade térmica dos dois materiais, conduzia à distorção e mesmo à fissuração das bainhas. Este mau comportamento das bainhas pretas levou à diversificação das cores adotadas, sendo a cor branca a opção mais corrente nos países com temperaturas elevadas. Entre os cordões e a bainha exterior era normal injetar calda de cimento. Esta solução, utilizada também nos cabos de pré-esforço aderentes, tinha diversos inconvenientes, tais como:

- aumentar de forma significativa o peso final do tirante;
- tender a fissurar junto das ancoragens não isolando eficazmente os cordões nesta zona particularmente sensível dos tirantes;
- impossibilitar a inspeção dos cordões e a substituição de apenas um cordão, em caso de necessidade.

Nesse sentido, foram desenvolvidos produtos sintéticos à base de *epoxy* que, sendo mais flexíveis, garantem maior proteção anticorrosiva dos cordões e, simultaneamente, permitem a substituição individual dos cordões que compõem um tirante.

Algumas pontes nos E.U.A. adotaram ainda uma solução de tirantes compostos por barras de pré-esforço ligadas por acopladores. Tratou-se contudo de uma solução muito pouco utilizada tendo em conta as diversas desvantagens que demonstrava, tais como:

- tornar-se difícil a colocação das barras em obra que tinham que se manter quase retas, obrigando à utilização de guias e plataformas de elevação;
- os acopladores aumentavam o diâmetro do tirante e reduziam a sua resistência à fadiga;
- a própria resistência última e de fadiga das barras era muito menor que em qualquer das soluções de tirantes compostos por cabos.

Com o objetivo de aumentar a proteção dos tirantes, facilitar o transporte e montagem e reduzir o número de cordões em cada tirante, foi proposta a utilização de cordões galvanizados de aço de pré-esforço, sendo cada cordão composto por sete fios individualmente protegidos por uma bainha de polietileno de alta densidade (Fig. 73). O conjunto dos cordões de 0.5 ou 0.6 polegadas é colocado no interior de uma bainha exterior de proteção, normalmente também em polietileno de alta densidade (PEAD), mas por vezes em aço inox. Nos primeiros tirantes deste tipo foi adotada ainda calda de cimento no preenchimento do espaço entre os cordões e a bainha exterior, mas as desvantagens evidenciadas por esta solução conduziram a escolha de outros produtos à base de cera petrolífera, ou resinas à base de poliuretano ou polibutadieno.



Fig. 76 – Tirantes formados por cordões individualmente protegidos e com uma bainha exterior de PEAD

Na estrutura em análise foram consideradas as armaduras de pré-esforço em cordão de 15.7mm com uma área de 150 mm^2 do tipo A1670/1860.

5

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

5.1. REGULAMENTAÇÃO

Todos os dimensionamentos e verificações foram elaborados na observância das normas europeias, designadas de Eurocódigos. Em casos de regulamentação omissa, utilizaram-se as normas Portuguesas em vigor, nomeadamente o *RSA* (Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes), e o *REBAP* (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado) para as diversas análises efetuadas.

As normas europeias utilizadas foram:

EN1990:2002, Bases para o projeto de estruturas;

EN1990:2003, Anexo A2, Aplicação em pontes;

EN1991-1-1:2002, Ações em estruturas: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios;

EN1991-1-4:2005, Ações em estruturas: Ações gerais – Ações do vento;

EN1991-1-5:2009, Ações em estruturas: Ações gerais – Ações térmicas;

EN1991-2:2002, Ações em estruturas: Sobrecargas em pontes;

EN1992-1-1:2004, Projeto de estruturas de betão – Regras gerais e regras para edifícios;

EN1992-2:2005, Projeto de estruturas de betão - Pontes em betão - Regras de dimensionamento e detalhe.

EN1992-2:2005, Projeto de estruturas de betão - Pontes em betão - Regras de dimensionamento e detalhe.

EN 1998-1-1:2010, Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.

EN 1998-1-1:2010, Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 2 - Pontes

5.2. CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO À SEGURANÇA

O Eurocódigo 0 regulamenta que o dimensionamento e verificação de segurança devem abranger a averiguação do Estado Limite Último e do Estado Limite de Utilização.

O Estado Limite Último pretende verificar a segurança da estrutura de forma a manter-se estável em situações limite, ou seja o estado que precede o colapso estrutural. Esta verificação obtém-se pela limitação dos esforços atuantes face à resistência da estrutura, sendo as solicitações majoradas e as propriedades dos materiais minoradas através de coeficientes indicados nos Eurocódigos.

O comportamento da estrutura em Estado Limite de Utilização é realizado tendo a finalidade de controlar o nível de tensões na estrutura, de acordo com o Eurocódigo 2 para as combinações características, frequentes e quase-permanentes.

Apresentam-se seguidamente os diferentes estados limite considerados para a verificação da estrutura:

Elementos de betão armado

Estados limite últimos de resistência:

- Combinações fundamentais incluindo a combinação sísmica ($S_{rd} \geq S_{sd}$)

Estado limite de fadiga:

- Armaduras de pré-esforço $\Delta\sigma < 120 \text{ MPa}$
- Armaduras ordinárias para esforços de flexão composta $\Delta\sigma < 180 \text{ MPa}$
- Armaduras ordinárias para esforços de corte $\Delta\tau < 126 \text{ MPa}$
- Betão $\Delta\sigma < 0.5 f_{cd}$

Estados limite de serviço:

- Descompressão: combinação quase permanente na fase de exploração;
- Fendilhação: combinação frequente nas fases de exploração ($\sigma_c \leq 0$);
- Compressão máxima: combinação característica nas fases de exploração ($\sigma_c \leq 0.60 f_{ck}$);

No caso da verificação do estado limite de fendilhação, sempre que a tensão no betão está à compressão, dispensou-se o cálculo da largura de fendas.

Para além disso é necessário averiguar a deformação máxima, que segundo o Eurocódigo 0, em pontes e sob ação da combinação quase permanente, deve ser inferior a:

- Deformação: parcela frequente das sobrecargas rodoviárias ($\delta \leq L / 1000$) e combinação quase-permanente ($\delta \leq L / 600$).

Tirantes

Estados limite últimos de resistência:

- Combinações fundamentais na fase de exploração ($0.70 \sigma_{GUTS} \geq \sigma_{sd}$),
ou seja: $0.70 \times 1860 \approx 1300 \text{ MPa} \geq \sigma_{sd}$.

Estados limite de serviço:

- Combinação característica na fase de exploração ($0.50 \sigma_{GUTS} \geq \sigma_{sd}$);
- Os tirantes devem resistir a 10^8 passagens de carga do veículo de fadiga FLM3 (EN1991-2), que corresponde na curva de fadiga de um tirante a $0.52 \Delta\sigma$.

Nestes termos, tem-se: $\Delta\sigma_{FLM3} \leq (0.52 \Delta\sigma_{TESTE})/\gamma_{mf} = (0.52 \times 200)/1.5 \approx 70 \text{ MPa}$.

5.3. MODELOS DE ANÁLISE

O procedimento usado na análise da estrutura constitui modelos diferenciados em função dos objetivos.

Para a análise global da estrutura utilizou-se um modelo de barras tridimensional, no qual se simulou o comportamento da estrutura, permitindo avaliar os esforços do arco, fundações, tabuleiro e tirantes, para além da avaliação do comportamento dinâmico da estrutura através da análise modal.

Para a análise transversal do tabuleiro recorreu-se a modelos de elementos finitos de casca para simular as lajes e almas, e barras para simular os tirantes, ambos para efeitos de avaliação da distribuição dos esforços na seção transversal, provocados pelas ações permanentes e variáveis.

5.3.1. PROGRAMAS DE CÁLCULO

Na determinação das características das secções em análise, para obtenção dos esforços provenientes das diversas ações regulamentares e da segurança aos estados limite, recorreu-se a diversos programas de cálculo automático, designadamente “Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012”, “SAP2000 v.15.0.0 Ultimate” e “FAGUS-4”, os quais permitiram efetuar as análises estáticas e dinâmicas, bem como, o dimensionamento das secções e a análise de tensões.

Para o caso de estudo é efetuada uma análise em regime linear elástico, uma vez que a estrutura apresenta deslocamentos reduzidos e consequentemente as cargas mais relevantes mantêm as suas características com a deformação. No entanto, é desejável que os materiais apresentem níveis de tensão reduzidos respeitando a proporcionalidade de deformações.

Estes modelos servem para obter os esforços e deformações na estrutura sob a ação das:

- cargas permanentes e restantes cargas permanentes;
- sobrecargas rodoviárias;
- variação uniforme e diferencial de temperatura no tabuleiro e no arco;
- variação uniforme de temperatura entre tirantes e os restantes elementos;
- efeitos diferidos provenientes da retração e da fluência;
- tensionamento dos tirantes;
- vento;
- corrente do rio;
- assentamentos de apoio no tabuleiro e no arco
- Sismo

5.3.2. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

No modelo global foi considerado o eixo X como representando a direção longitudinal, o eixo Y a transversal e o eixo Z a vertical. Esta modelação foi realizada recorrendo a elementos finitos do tipo barra, que representam a tridimensionalidade da estrutura de forma a estudar corretamente os esforços e deformações resultante das ações quantificadas.

O tabuleiro é constituído por duas barras longitudinais que modelam as nervuras tubulares e por diversas barras transversais, espaçadas de 5m, com o objetivo de simular os efeitos torsionais provocados pelas cargas excêntricas e os efeitos ativos e passivos provocados pela aplicação das forças nos tirantes.

As características das secções foram obtidas através do software *FAGUS-4* da *Cubus* e foram validadas no *Robot* e *SAP 2000*, sendo apresentadas na Tabela 5. As barras possuem o desenvolvimento de 0.15m, 1.10m, 2.50m, 1.10m e 0.15m de comprimento consecutivamente para representar todas as variações possíveis da secção transversal ao longo das longarinas.

As barras transversais modelam a rigidez transversal da laje com massa nula, permitindo simular o efeito torsional em casos de carga excêntrica. As barras possuem 3m, 6m, 6m e 3 m de comprimento.

As características geométricas das barras foram determinadas com base nas secções transversais, tendo em consideração os efeitos de “*shear lag*” do tabuleiro.

A inércia de torção das longarinas foi considerada como sendo 50% da inércia não fissurada das secções consideradas.

Tabela 5 – Geometria de Massas do Tabuleiro

Nome da secção	Lista das barras	A_x (m ²)	A_y (m ²)	A_z (m ²)	I_x (m ⁴)	I_y (m ⁴)	I_z (m ⁴)
Secção_Trans_tipo2	21to241By5 315to535By5	6.18	3.42	5.16	1.81	1.76	34.91
Secção_Trans_tipo1	2to17 20to240By5 22to242By5 245to255 296to311 314to549By5 316to546By5 540 542 543 545 547 548	7.00	3.46	4.52	1.82	2.65	49.20
Secção_Trans_tipo3	1 18to243By5 19to244By5 312to537By5 313to538By5 256 295 550	13.66	11.56	10.36	5.24	3.59	97.53
Secções Rígidas	552to555 558to561 564to567 570to573 576to579 582to585 588to591 594to597 600to603 606to609 612to615 618to621 624to627 630to633 636to639 642to645 648to651 654to657 660to663 666to669 672to675 678to681 684to687 690to693 696to699 702to705 708to711 714to717 720to723 726to729 732to735 738to741 744to747 750to753 756to759 762to765 768to771 774to777 780to783 786to789 792to795 798to801 804to807 810to813 816to819 822to825 828to831 834to837 840to843 846to849 852to855 858to861 864to867	1.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00



Fig. 77 – Modelo de cálculo longitudinal do tabuleiro

Os arcos foram modelados com base numa discretização em elementos de barra alinhados segundo os sucessivos centros de gravidade das secções e com comprimento em projeção horizontal de 5m.

As travessas e montantes foram discretizados através de uma única barra, possuindo secção constante. Devido à complexa geometria das secções, mas também devido à redução constante de altura dos encontros do arco até à coroa, foi adotado o mesmo procedimento usado no tabuleiro na caracterização das secções, como se pode verificar na Tabela 6.

Os diversos componentes estruturais são todos definidos por barras que seguem os sucessivos centros de gravidade das secções transversais, e assim, para fazer face às junções entre diferentes elementos não colineares foi necessário recorrer a barras infinitamente rígidas e de massa nula de modo a desviar os esforços. Apesar de existir a opção “*rigid links*” para ter em atenção este aspeto, esta possibilidade foi abandonada por introduzir erros elevados nos resultados da análise dinâmica.

A Fig. 76 apresenta alguns exemplos onde foi necessário recorrer a este artifício para poder simular corretamente o comportamento da estrutura.

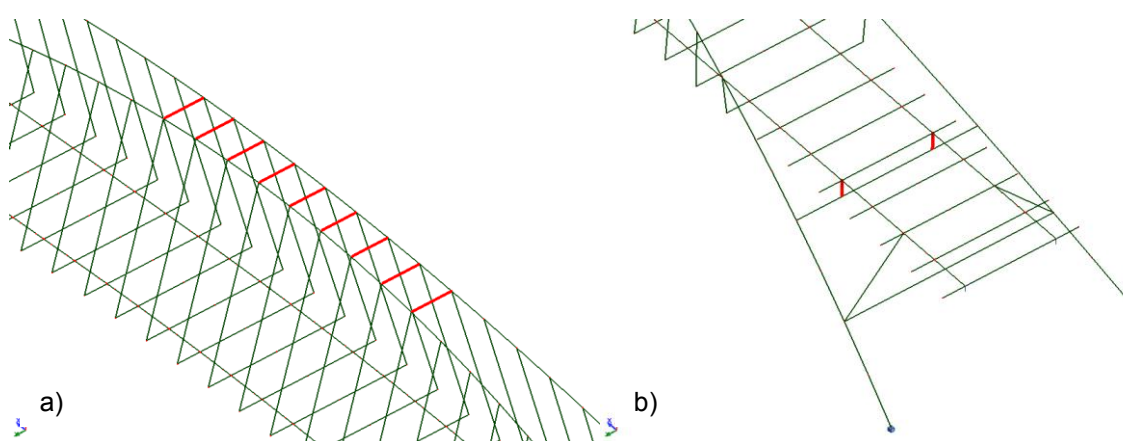


Fig. 78 – Exemplos do uso de barras infinitamente rígidas, a) união dos arcos, b) ligação tabuleiro – travessa

Além do uso de barras infinitamente rígidas foi usada a opção “*offset*”, existente no *Robot*, para modelar corretamente a mudança do centro de gravidade ao longo do tabuleiro. Esta opção tem especial influência na obtenção dos esforços, quando as ações aplicadas são horizontais.

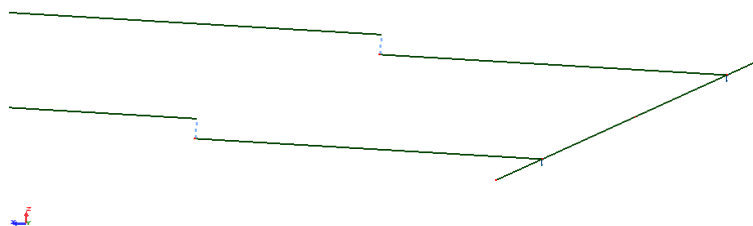


Fig. 79 – “Offset”

Tabela 6 – Geometria de massas dos arcos e elementos de contraventamento

Nome da seção	Lista das barras	$A_x \text{ (m}^2\text{)}$	$A_y \text{ (m}^2\text{)}$	$A_z \text{ (m}^2\text{)}$	$I_x \text{ (m}^4\text{)}$	$I_y \text{ (m}^4\text{)}$	$I_z \text{ (m}^4\text{)}$
Arco1	868 919 957 1008	7.15	4.42	4.19	16.45	25.74	14.95
Arco2	869 918 958 1007	7.09	4.37	4.18	15.84	25.01	14.65
Arco3	870 917 959 1006	7.04	4.32	4.17	15.78	23.97	14.56
Arco4	871 916 960 1005	6.98	4.27	4.17	15.45	23.14	14.37
Arco5	872 915 961 1004	6.95	4.24	4.17	15.24	22.57	14.26
Arco6	873 914 962 1003	6.89	4.19	4.16	14.92	21.77	14.07
Arco7	874 913 963 1002	6.84	4.15	4.15	14.59	20.98	13.88
Arco8	875 912 964 1001	6.77	4.09	4.14	14.24	20.16	13.67
Arco9	876 911 965 1000	6.71	4.05	4.14	13.91	19.41	13.48
Arco10	877 910 966 999	6.66	4.00	4.13	13.59	18.68	13.30
Arco11	878 909 967 998	6.63	3.97	4.13	13.38	18.18	13.18
Arco12	879 908 968 997	6.57	3.92	4.12	13.06	17.48	12.99
Arco13	880 907 969 996	6.52	3.87	4.11	12.75	16.79	12.81
Arco14	881 906 970 995	6.45	3.82	4.10	12.40	16.08	12.59
Arco15	882 905 971 994	6.39	3.77	4.09	12.09	15.43	12.41
Arco16	883 904 972 993	6.34	3.73	4.08	11.77	14.79	12.22
Arco17	884 903 973 992	6.29	3.68	4.08	11.48	14.20	12.06
Arco18	885 902 974 991	6.25	3.65	4.07	11.25	13.75	11.92
Arco19	886 901 975 990	6.19	3.61	4.06	10.94	13.16	11.73
Arco20	887 900 976 989	6.14	3.56	4.05	10.63	12.58	11.54
Arco21	888 899 977 988	2.07	3.51	4.04	10.30	11.99	11.33
Arco22	889 898 978 987	6.01	3.46	4.03	10.00	11.45	11.14
Arco23	890 897 979 986	5.96	3.42	4.02	9.69	10.92	10.96
Arco24	891 896 980 985	5.93	3.39	4.02	9.49	10.56	10.84
Arco25	892 895 981 984	5.87	3.35	4.01	9.19	10.05	10.66
Arco26	893 894 982 983	5.82	3.30	3.99	8.89	9.56	10.47
Montantes	263 264 266 268 1139 1140	0.47	0.00	0.00	0.02	0.02	0.02
Travessas 2	257 258 1018to1021	3.75	6.25	6.25	1.15	1.41	15.63
Travessas	259to262 1009to1017	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00

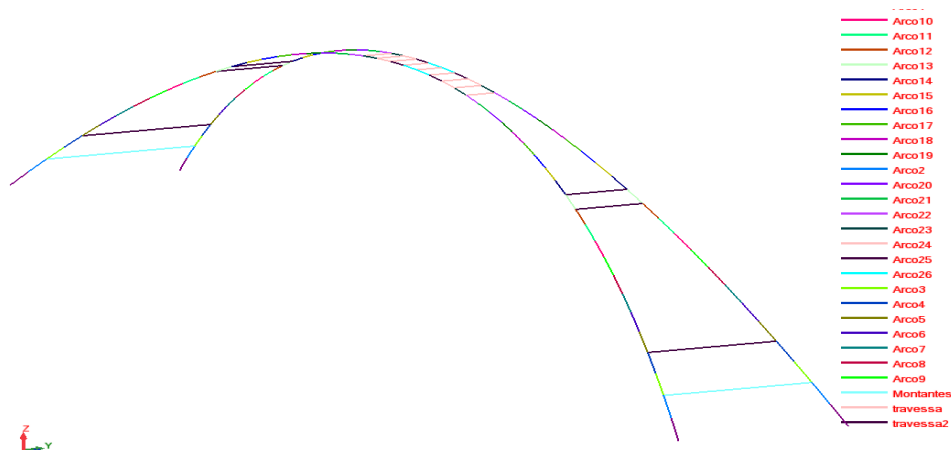


Fig. 80 – Modelo de cálculo longitudinal dos arcos e elementos de contraventamento

Os tirantes foram modelados como barras considerando três hipóteses possíveis:

- A - utilizar o elemento cabo/tirante;
- B – modelar os cabos com barras bi-articuladas, impedindo a transmissão de momentos entre elementos;
- C - aproximar os cabos a segmentos de barras contínuas, permitindo a transmissão de momentos entre elementos.

A hipótese A seria considerada, à partida, a melhor solução para caracterizar o comportamento dos tirantes. No entanto, devido à incapacidade dos programas de cálculo automático utilizados para proceder a uma correta análise de uma estrutura com tirantes, dispostos praticamente na vertical, revelou-se pouco indicada a utilização deste método.

A hipótese B é bastante aceitável, já que considera as barras representativas dos tirantes como barras bi-articuladas. No entanto, esta hipótese apresenta alguns problemas quando utilizada no programa *Robot* para avaliar os modos de vibração da estrutura.

A hipótese C, modelável em ambos os programas, apresenta uma validade considerável para o cálculo da estrutura, verificando-se que os momentos transmitidos aos tirantes apresentam valores desprezáveis. Por isso, foi esta a hipótese que se revelou mais eficaz para caracterizar corretamente o modelo de cálculo utilizado neste estudo.

A inércia inerente a um tirante é composta pela soma das inércias dos cordões em relação a um eixo que passa pelo centro do tirante, sendo inferior à inércia de uma barra de secção circular de igual diâmetro. A fim de ultrapassar esta condição foi realizada uma aproximação, com base em alguns exemplos generalizados, tendo sido adotado um coeficiente de redução de inércia de uma barra cilíndrica de 0.7.

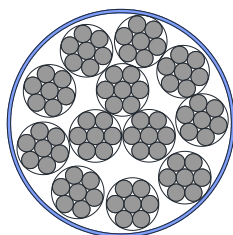


Fig. 81 – Secção de um cabo para obtenção do coeficiente de redução da inércia

Outra questão de extrema importância é a verificação do correto funcionamento dos tirantes. Assim, é necessário averiguar se todos os tirantes se encontram tracionados. Em caso contrário, seria necessário alterar a geometria da estrutura.

Ao longo das diversas fases de cálculo foi verificado, para todas as combinações, que os tirantes se mantinham sempre submetidos a esforços de tração, bem como limitada a variação do estado de tensão.

Na Tabela 7 apresentam-se as características geométricas dos tirantes na zona de vão suspenso.

Tabela 7 - Características geométricas dos tirantes na zona de vão suspenso

Tirante		Comprimento no modelo (m)	Ângulo com a horizontal (°)	Tirante		Comprimento no modelo (m)	Ângulo com a horizontal (°)
T1	T2	5.53	95.387	T41	T42	27.52	76.041
T3	T4	8.00	88.511	T43	T44	27.38	76.076
T5	T6	10.30	84.958	T45	T46	27.15	76.192
T7	T8	12.46	82.797	T47	T48	26.82	76.327
T9	T10	14.48	81.344	T49	T50	26.40	76.506
T11	T12	16.35	80.296	T51	T52	25.90	76.740
T13	T14	18.08	79.502	T53	T54	25.25	76.990
T15	T16	19.65	78.876	T55	T56	24.43	77.269
T17	T18	21.08	78.368	T57	T58	23.47	77.583
T19	T20	22.35	77.944	T59	T60	22.35	77.944
T21	T22	23.47	77.583	T61	T62	21.08	78.368
T23	T24	24.43	77.269	T63	T64	19.65	78.876
T25	T26	25.25	76.990	T65	T66	18.08	79.502
T27	T28	25.90	76.740	T67	T68	16.35	80.296
T29	T30	26.40	76.506	T69	T70	14.48	81.344
T31	T32	26.82	76.327	T71	T72	12.46	82.797
T33	T34	27.15	76.192	T73	T74	10.30	84.958
T35	T36	27.38	76.076	T75	T76	8.00	88.511
T37	T38	27.52	76.041	T77	T78	5.53	95.387
T39	T40	27.57	76.022				

No presente projeto, as ligações consideradas na modelação foram de dois tipos: ligações da estrutura ao exterior e ligações da estrutura do tabuleiro ao arco.

Uma vez que a modelação da estrutura não abrange as cotas inferiores ao encontro do arco e do encontro do tabuleiro, a ligação ao exterior da mesma não foi modelada. Por esse motivo, foram considerados três tipos de apoios fundamentais:

- apoios simples – restringem apenas o deslocamento na direção vertical;
- apoios triplos – restringem as três direções de translação mas nenhuma de rotação;
- encastramentos – restringem as três direções de translação e de rotação;

No caso do tabuleiro, foram utilizados apoios que restringem as direções vertical e transversal. Para os apoios nos encontros do arco foram utilizados encastramentos.

Apresentam-se, em seguida, várias vistas do modelo global usado para a análise longitudinal e dinâmica.

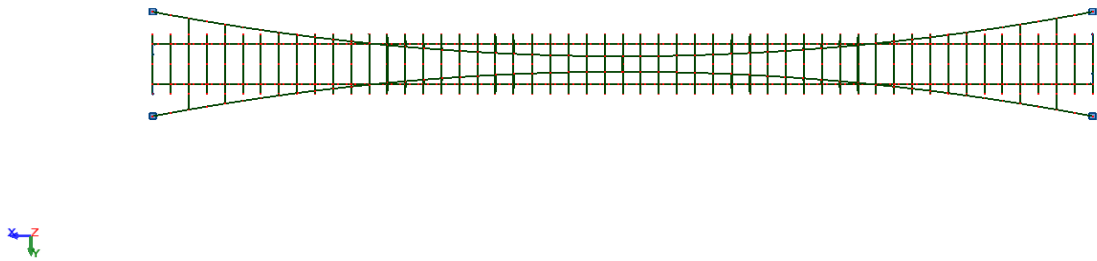


Fig. 82 – Planta do modelo de cálculo (plano XOY)

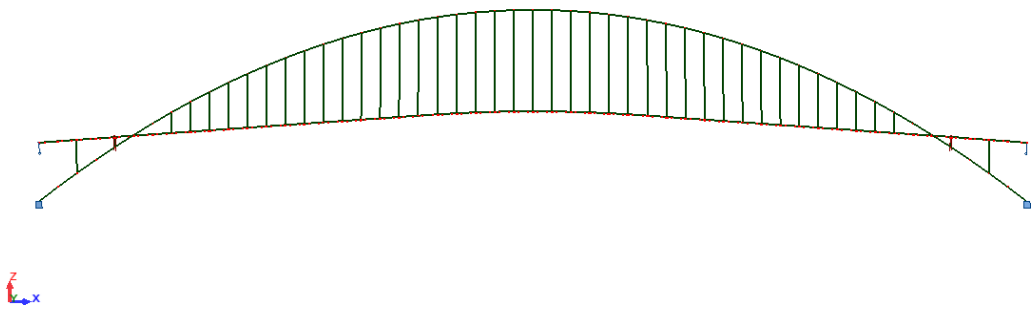


Fig. 83 – Alçado lateral do modelo de cálculo global (XOZ)

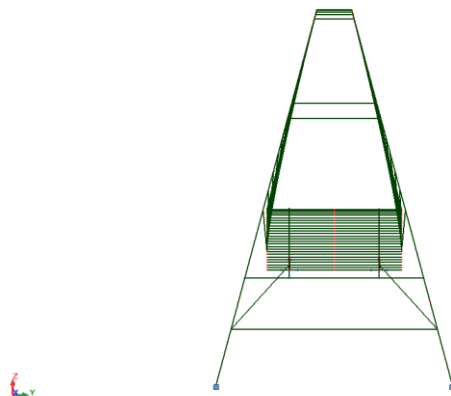


Fig. 84 – Perfil do modelo de cálculo global (YOZ)

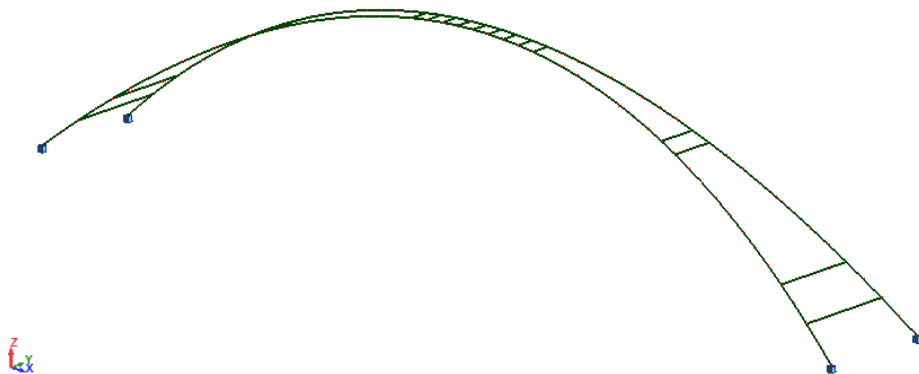


Fig. 85 – Vista tridimensional do modelo de cálculo global apenas do arco

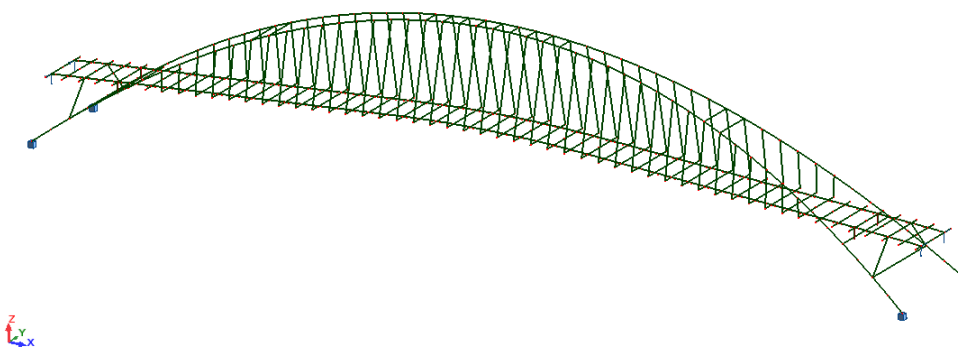


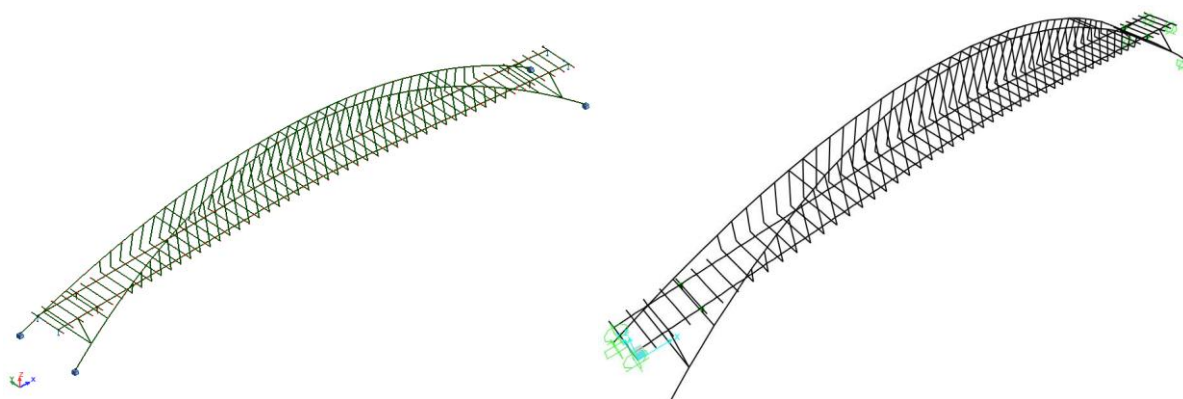
Fig. 86 – Vista tridimensional do modelo de cálculo global

5.3.3 VALIDAÇÃO DO MODELO

A validação do modelo de análise estrutural poderá, numa primeira impressão, parecer uma etapa insignificante e sem proveito. Este facto acaba por ser verdade se o modelo for corretamente caracterizado e desta forma se puder concluir que os resultados são válidos. A validação abrange, usualmente, a verificação dos resultados teóricos esperados para a estrutura em causa.

Contudo, o modelo apresenta alguma complexidade, tornando o cálculo analítico demasiado complexo e demorado para ser efetuado sem recurso a programas de análise estrutural. Então mostra-se necessário efetuar outro tipo de verificação. A mais usual será a verificação com recurso a outro programa de análise estrutural, isto é, efetuar o modelo num software distinto com as mesmas potencialidades exigidas, permitindo concluir se os resultados estão aceitáveis, ou seja se os resultados do cálculo de ambos os softwares são semelhantes.

Neste caso particular a validação do modelo foi feita de duas formas distintas, pois previamente à realização do modelo verificou-se o correto funcionamento dos elementos de cabo/tirante e de barras no software *Autodesk Robot Structural Analysis Professional*, verificando assim a sua aplicabilidade ou não para a execução do modelo em causa. Além desta verificação, recorreu-se ao software *SAP 2000 v12.0.0 Advanced* onde se desenvolveu um modelo idêntico, permitindo assim a comparação dos resultados obtidos pelos dois softwares.

Fig. 87 – Modelos utilizados para a verificação nos programas *Robot* e *SAP2000*

Foram comparados os valores dos esforços máximos no tabuleiro e as reações no arco para a combinação permanente, tendo sido obtidos os resultados apresentados na Tabela 8 e na Tabela 9.

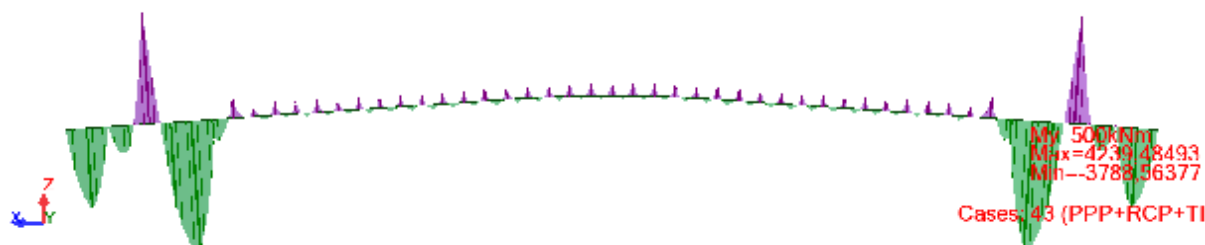
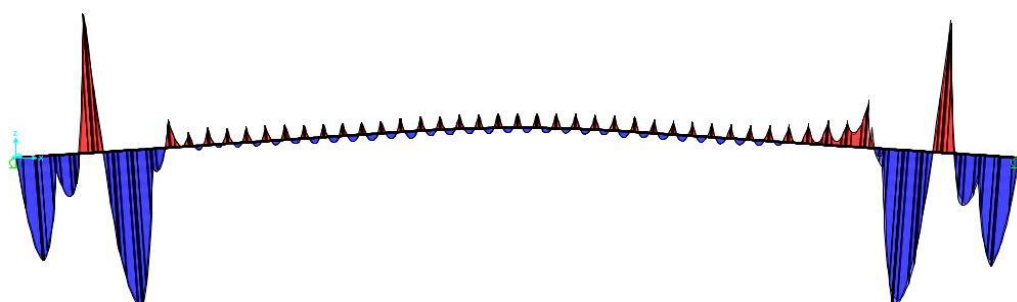
Fig. 88 – Diagrama de momentos fletores MY resultantes da combinação permanente retirados do *Robot*Fig. 89 – Diagrama de momentos fletores MY resultantes da combinação permanente retirados do *SAP2000*

Tabela 8 – Verificação dos esforços máximos no tabuleiro

	FZ (kN)	MY (kN.m)	Desl. máx. (cm)
<i>Robot</i>	-1738;1736	4240;-3788	-1.20
<i>SAP2000</i>	-1724;1745	4181;-3746	-1.19
Diferença percentual	0.81;0.52%	1.39;1.11%	0.83%

Tabela 9 – Verificação das reações do arco

	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN.m)	MY (kN.m)	MZ (kN.m)
<i>Robot</i>	-33539	-7415	25216	-1976	13050	5563
<i>SAP2000</i>	-33616	-7439	25130	-2078	12630	5487
Diferença percentual	0.23%	0.32%	0.34%	4.91%	3.32%	1.39%

Como se pode observar, a diferença percentual máxima obtida foi 4.91%. Estes valores permitem considerar o modelo de cálculo verificado.

5.4. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

Para a definição das ações de projeto de uma ponte em arco bem como a sua combinação, segue-se a regulamentação europeia, quantificando todas ações de acordo com os critérios estabelecidos no Eurocódigo 1, “Ações em estruturas”.

Consideram-se como ações de projeto as cargas permanentes (peso próprio, restantes cargas permanentes, retração e fluência, pré-esforço e tensionamento dos tirantes), as sobrecargas de utilização, as ações das variações de temperatura, o vento e o sismo.

No dimensionamento da estrutura foram consideradas as ações descritas no seguinte subcapítulo.

5.4.1. PERMANENTES

5.4.1.1. Peso próprio dos elementos estruturais

Os pesos próprios foram calculados com base nas características geométricas das secções, tendo em conta os pesos específicos dos materiais:

elementos em betão armado (BA) e BA pré-esforçado (BAPE) :	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$;
tirantes em aço de pré-esforço, incluindo revestimentos :	$\gamma = 85 \text{ kN/m}^3$.

5.4.1.2. Restantes cargas permanentes

Nas restantes ações permanentes estão consideradas as seguintes ações:

pavimento betuminoso (esp.= 8cm com 24kN/m ³):	1.92 kN/m ²
guardas de segurança:	2×0.5 kN/m
guarda-corpos metálico:	2×0.5 kN/m
passeio em pedra de granito (enchimento):	4 kN/m ²
separador rígido tipo “ New Jersey”:	5.16 kN/m ²

A distribuição espacial destas ações foi modelada de acordo com a localização destes equipamentos na plataforma da passagem superior.

5.4.1.3. Efeitos diferidos

Os problemas que advêm dos efeitos de retração e fluência do betão são de tal forma significativos que não podem ser desprezados. Tratam-se de ações ao longo do tempo que devem ser adicionadas às ações permanentes.

Retração

A quantificação da extensão final de retração ε_{ret} do betão nos diversos elementos foi realizada de acordo com a EN1992-1-1 para uma idade de 20 000 dias após o início da construção, considerando uma humidade relativa de 75 %, uma temperatura ambiente de 20° C, um betão de consistência média e cimentos de endurecimento corrente.

A extensão total é constituída por duas componentes, a extensão de retração de secagem e a extensão de retração autógena

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (5.1.)$$

sendo,

ε_{cs} – extensão total de retração;

ε_{cd} – extensão de retração por secagem;

ε_{ca} – extensão de retração autógena.

A retração provoca extensões que, relacionadas com os coeficientes de dilatação térmica dos materiais (α), são, em termos de cálculo, equiparadas a reduções lentas e uniformes de temperatura. Considera-se um valor médio de extensão devido à retração do tabuleiro e do arco dada a incerteza associada ao processo construtivo, tendo sido adotado o valor de $\varepsilon_{cs} = -225 \times 10^{-6}$. Tratando-se de um tabuleiro em betão, relacionando a extensão com o coeficiente de dilatação linear $\alpha = 1.0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, através da expressão $\varepsilon = \alpha \Delta T$, obtém-se a seguinte temperatura equivalente de retração igual a (-22,5°C).

Fluência

A quantificação da fluência no tabuleiro e do arco foi realizada de acordo com a EN1992-1-1 até uma idade de 20 000 dias após o início de exploração, considerando uma humidade relativa de 75 % e uma temperatura ambiente de 20°C. Considerou-se ainda que a entrada em carga se processa ao fim de cinco dias.

A avaliação dos efeitos diferidos de fluência foi realizada através do método do coeficiente de envelhecimento, o qual pode ser traduzido pela seguinte expressão simplificada:

$$S_{inf} = S_o + (S_c - S_o) \frac{\varphi(\infty, t_o)}{1 + \chi \varphi(\infty, t_o)} \quad (5.2.)$$

em que:

- S_0 e S_c são os esforços/tensões obtidos do acumulado das diversas fases do processo construtivo e da estrutura cimbrada ideal, respetivamente;
- χ é o coeficiente de envelhecimento ($\chi=0.8$);
- $\varphi(\infty, t_0)$ é o coeficiente de fluência a tempo infinito.

De forma a atender à variabilidade temporal das diversas fases construtivas e do valor do coeficiente de fluência consideraram-se valores extremos do fator,

$$k = \frac{\varphi(\infty, t_0)}{1 + \chi\varphi(\infty, t_0)} \Leftrightarrow k_{inf} = 0.75 \text{ e } k_{sup} = 0.85 \quad (5.3.)$$

Devido ao facto de a análise dos esforços nas diversas fases do processo construtivo tornarem o estudo demasiado exaustivo e complexo para o âmbito desta dissertação, foi considerada apenas a estrutura cimbrada ideal. No entanto, refere-se aqui a necessidade de atender à importância do processo construtivo na análise de esforços.

5.4.1.4. Pré-esforço

O pré-esforço é considerado como uma ação permanente aplicada à estrutura. Esta consideração deve-se ao facto deste, apesar de ser uma ação variável no tempo, tender para um valor limite num prazo curto relativamente à vida da estrutura. A introdução do pré-esforço na estrutura provoca efeitos hiperestáticos que redistribuem as cargas permanentes, produzindo efeitos favoráveis ou desfavoráveis, consoante a secção do tabuleiro e a configuração dos cabos.

O pré-esforço a adotar nos vãos em betão foi definido em função do tipo de estrutura e ações de modo a tirar o melhor partido possível dos cabos que são correntes no mercado.

A ação do pré-esforço é considerada pela aplicação de cargas equivalentes. Estas cargas são obtidas com recurso a um programa de cálculo automático, “Excel” devidamente testado, sendo a geometria dos cabos apresentados em anexo. O referido programa tem em consideração as perdas instantâneas por atrito, deformação elástica e reentrada dos cabos, diferidas por fluência, retração e relaxação dos cabos.

Admitiram-se as seguintes propriedades no cálculo das ações do pré-esforço:

- | | |
|----------------------------------|---|
| ▪ pré-esforço | $f_{puk}=1860 \text{ MPa}; f_{p0,1k}=1670 \text{ MPa}; A_{cordão}=1.5 \text{ cm}^2$ |
| ▪ tensão de esticamento | $\sigma_{po}=0.75 f_{puk}=1395 \text{ MPa}$ |
| ▪ perdas por atrito | μ (coef. de atrito)=0.04; k (coef. de atrito parst.)=0.01 |
| ▪ reentrada dos cabos | ΔL_c (reentrada das cunhas) = 6 mm |
| ▪ perdas por deformação do betão | Percentagem = 0.6 % |
| ▪ perdas diferidas | Percentagem = 12 % |

O pré-esforço é dimensionado de modo a verificar-se que o tabuleiro se encontra inteiramente comprimido em todas as secções para as combinações de ações no estado limite de serviço.

5.4.1.5. Tensionamento dos tirantes

De acordo com os critérios apresentados por Komiya e Chio Cho (Chen, 2000), são abordadas de seguida as metodologias que permitem determinar o tensionamento necessário a aplicar aos tirantes, de modo a satisfazer os requisitos acima referidos. Estas metodologias são também as correntemente utilizadas para determinar a força de puxe a aplicar nos tirantes das pontes atirantadas. As metodologias a adotar podem ser divididas em dois grupos, consoante tenham por base condições de imposição de deslocamentos ou imposição de esforços. Assim será necessário estabelecer um critério válido para a escolha do valor inicial de pré-esforço a instalar em cada tirante ativo da estrutura.

O critério consiste em obter determinada configuração estrutural de equilíbrio perante o efeito de um conjunto de ações exteriores com o intuito de minimizar os momentos fletores e as deformações no tabuleiro quando sujeitos ao peso próprio e restantes cargas permanentes.

No caso de estudo, o tabuleiro apresenta grande flexibilidade quando comparado com o arco, o que em condições de serviço depende em grande parte do ajustamento das forças nos tirantes.

Apesar das forças internas e deslocamentos serem compensados, é importante atender ao facto de o efeito do comportamento reológico do betão ter influência a longo prazo no comportamento do tabuleiro, quer na fase construtiva, quer na fase de exploração. Com este sistema é possível controlar eficazmente estes efeitos e obter assim um bom comportamento estrutural para as ações permanentes, o que contribui consideravelmente para um dimensionamento económico das secções.

Na verdade ao anular os deslocamentos verticais nos pontos de ancoragem dos tirantes, o tabuleiro assume o comportamento de uma viga contínua sob a ação das cargas permanentes, minimizando assim as suas deformações e momentos fletores.

No cálculo analítico das forças de ajuste das forças internas, foram tidas em conta as cargas produzidas pelo peso próprio e pelas restantes cargas permanentes. Estas forças foram quantificadas de acordo com um critério de forças internas, para o qual as seguintes equações foram estabelecidas:

$$f_j^{PP+RCP} + \sum_{i=1}^n f_{ji}^{Ti} x_i = b_j \Leftrightarrow \begin{bmatrix} f_1^{PP} \\ f_2^{PP} \\ \dots \\ f_m^{PP} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_1^{RCP} \\ f_2^{RCP} \\ \dots \\ f_m^{RCP} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_{11}^{Ti} & f_{12}^{Ti} & \dots & \dots & f_{1n}^{Ti} \\ f_{21}^{Ti} & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ f_{m1}^{Ti} & \dots & \dots & \dots & f_{mn}^{Ti} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \dots \\ x_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} b_1 \\ b_2 \\ \dots \\ b_m \end{bmatrix} \quad (5.4.)$$

Onde:

n - nº do tirante ativo a ser pós-tensionado

m - nº do tirante do modelo de ajuste da tensão estrutural

i - caso de carga

caso 1 - peso próprio + restantes cargas permanentes

caso 2 – força aplicada no tirante 1

caso $n+1$ – força aplicada no tirante n

f_j^{PP} - força do tirante j devido às cargas do peso próprio

f_j^{RCP} - força do tirante j devido às restantes cargas permanentes

f_{ji}^{Ti} - força do tirante j devido ao tensionamento do tirante i

x_i - fator de escala afeto ao caso de carga correspondente ao pós-tensionamento no tirante i

b_j - valor nulo ou não da força no tirante j

Impostos os valores em n linhas do vetor b_j ($m \times 1$), a combinação dos fatores ($n \times 1$) dos casos de carga referentes à aplicação de tensão nos tirantes é calculada.

A força aplicada em cada tirante i resulta assim da multiplicação do fator x_i pela força gerada em cada tirante no caso de carga correspondente ao seu tensionamento.

$$\text{Força aplicada no tirante } i = f_{ki}^{Ti} x_i \quad (5.5.)$$

onde k é a linha correspondente ao tirante i na matriz de influência.

A força de ajuste, isto é, a variação da força interna ativa no tirante i , depende da sua força aplicada e influencia a resposta de que este mesmo tirante tem relativamente ao seu tensionamento face aos restantes tirantes.

$$\text{Força de ajuste no tirante } i = f_{ji}^{Ti} x_i \quad (5.6.)$$

Finalmente, a força interna gerada por um tirante generalizado (ativo ou não) j no final é dada pela

$$\text{força final no tirante generalizado } j = f_j^{PP+RCP} + \sum_{i=1}^n f_{ji}^{Ti} x_i = b_j \quad (5.7.)$$

Os deslocamentos verticais de todos os nós q da estrutura são obtidos do mesmo modo,

$$u_q^{PP+RCP} + \sum_{i=1}^n u_{qi}^{Ti} x_i = u_q \quad (5.8.)$$

Onde:

u_q^{PP+RCP} - deslocamento vertical no nó q devido ao peso próprio e restantes cargas permanentes

u_{qi}^{Ti} - deslocamento vertical no nó q devido ao tensionamento do tirante i

x_i - fator de escala afeto ao caso de carga correspondente ao pós-tensionamento no tirante i

u_q - valor final do deslocamento vertical no nó q

Porém, o método de obtenção das forças de instalação não tem em conta a consideração dos efeitos da retração e fluência. Tal pode ser resolvido de forma iterativa repetindo a desmontagem e montagem, considerando os efeitos da retração e fluência até obter uma solução convergente.

O caso de estudo apresenta 34 pares de tirantes espaçados de 5 em 5m ao longo de 190m.

Tendo-se analisado a importância do seu comportamento não linear para a resposta global da estrutura, verificou-se que os efeitos não lineares do comportamento do tirante eram pouco importantes, tendo-se optado por realizar uma análise linear, reduzindo o módulo de elasticidade dos tirantes através da fórmula de Ernst. Para o tirante mais comprido o fator de correção é:

$$f = \frac{I}{I + \frac{\gamma^2 l_0^2 E}{12\sigma^3}} = 0.99 \quad (5.9.)$$

onde:

E - módulo de elasticidade do material de que é constituído o cabo reto;

γ - peso específico do cabo considerando o peso dos cordões e das bainhas de proteção;

l_0 - comprimento da projeção horizontal do cabo;

σ - tensão instalada no cabo.

Com a equação 5.8 foi possível calcular os esforços atuantes nos tirantes e assim determinar a secção a utilizar. Foi considerada a utilização de aço pré-esforçado em cordões de 15.7 mm com uma área de 150 mm² do tipo A1670/1860.

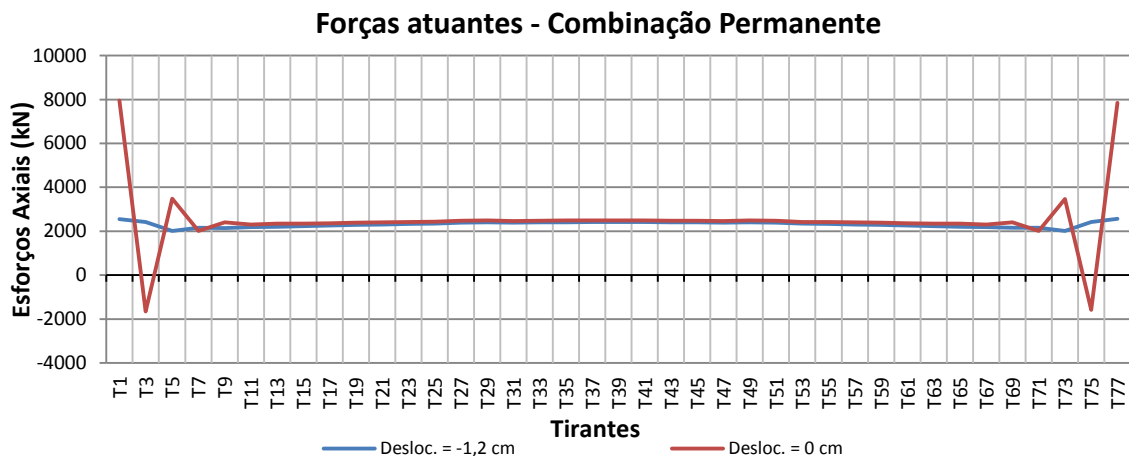


Fig. 90 – Força a aplicar nos tirantes para impor um deslocamento $u_q=0cm$ e $u_q=-1,2cm$ no tabuleiro

A Fig. 90 mostra que a força a aplicar em cada tirante varia de acordo com o deslocamento a impor ao longo do tabuleiro, sobretudo nos tirantes mais curtos. Caso fosse imposto um deslocamento nulo, pode-se verificar que ocorre compressão em determinados tirantes. Para que tal não ocorra foi necessário impor um deslocamento constante na zona suspensa no tabuleiro igual a $u_q = -1.2\text{cm}$ para que todos os tirantes estejam à tração, e o nível de tensão entre tirantes seja constante.

O Eurocódigo 3 limita o tensionamento a 45% da capacidade resistente de forma a verificar um bom comportamento à fadiga pelo que

$$\text{Área} = \frac{N}{0.45f_{puk}} \quad (5.10.)$$

Na Tabela 10 são apresentados os valores determinados para os esforços, bem como a área mínima a ser usada em cada tirante.

Tabela 10 – Esforços e área mínima de cada tirante obtidos da última iteração

Tirante		Força (kN)	Área (mm ²)	Tirante		Força (kN)	Área (mm ²)
T1	T2	2547	3042.67	T41	T42	2414	2883.93
T3	T4	2413	2883.30	T43	T44	2411	2880.12
T5	T6	2012	2404.17	T45	T46	2406	2874.41
T7	T8	2156	2576.35	T47	T48	2389	2854.01
T9	T10	2149	2567.16	T49	T50	2410	2878.75
T11	T12	2183	2608.24	T51	T52	2393	2859.23
T13	T14	2207	2637.36	T53	T54	2341	2796.79
T15	T16	2235	2670.06	T55	T56	2332	2785.58
T17	T18	2261	2700.75	T57	T58	2307	2755.91
T19	T20	2285	2730.09	T59	T60	2285	2730.38
T21	T22	2308	2757.57	T61	T62	2260	2699.67
T23	T24	2331	2785.00	T63	T64	2235	2670.44
T25	T26	2341	2797.05	T65	T66	2208	2637.48
T27	T28	2394	2860.50	T67	T68	2184	2609.31
T29	T30	2410	2879.20	T69	T70	2151	2569.37
T31	T32	2388	2853.00	T71	T72	2160	2580.17
T33	T34	2407	2875.70	T73	T74	2017	2409.52
T35	T36	2410	2879.87	T75	T76	2426	2898.46
T37	T38	2414	2884.35	T77	T78	2560	3059.00
T39	T40	2416	2886.38				

Determina-se assim que serão utilizados 21 cordões em todos os cabos da estrutura correspondentes a uma área de 3150mm².

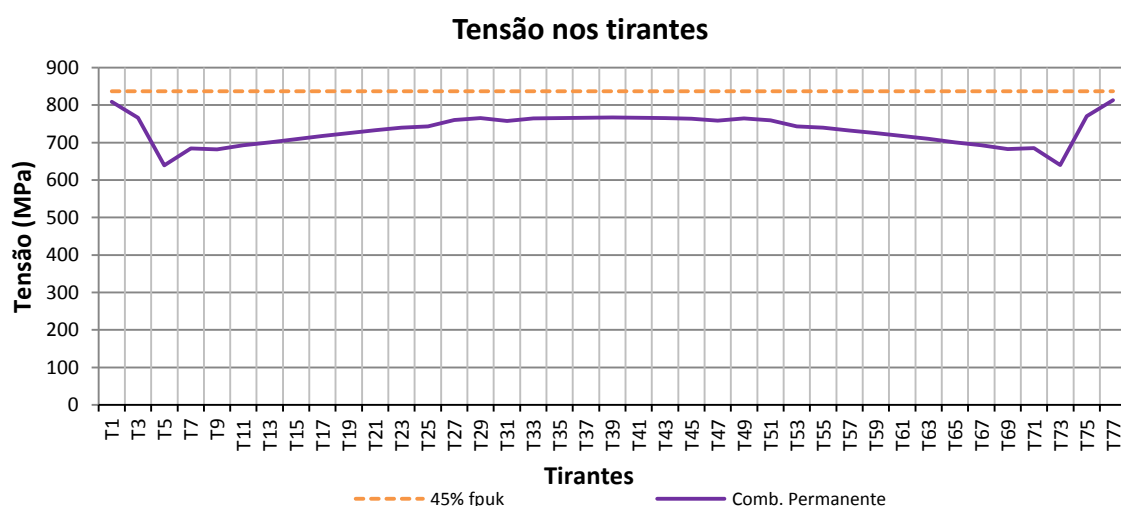


Fig. 91 – Tensão atuante em cada tirante

Após a determinação da área efetiva é possível determinar o esforço final necessário a aplicar em cada tirante, considerando no programa de cálculo a variação uniforme de temperatura equivalente.

Em consequência, é possível obter os diagramas dos momentos fletores atuantes e dos deslocamentos verticais verificados na longarina do tabuleiro com e sem o ajuste dos tirantes.

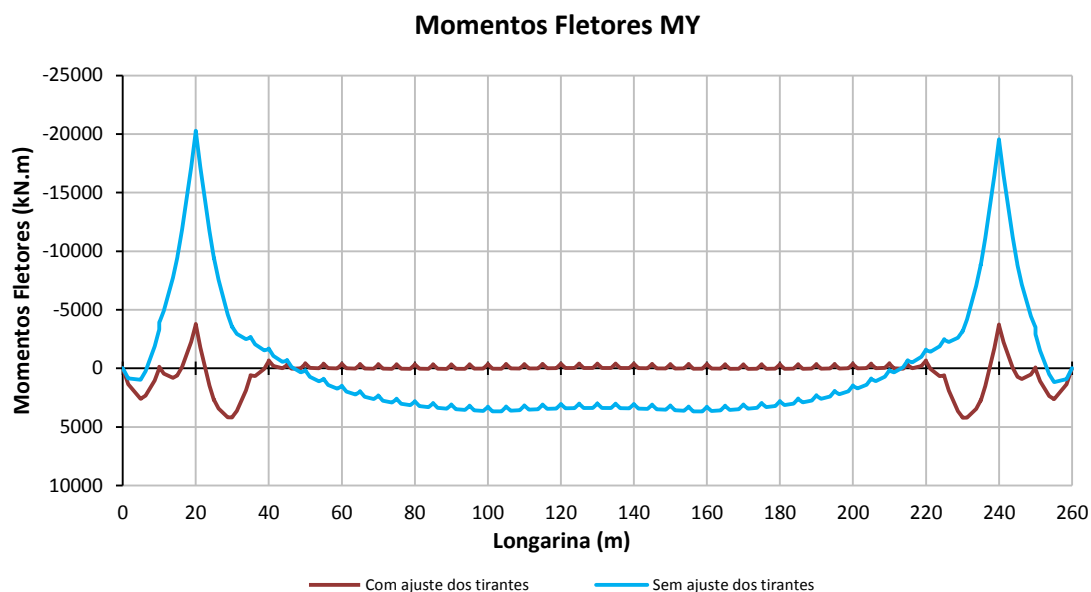


Fig. 92 – Momentos Fletores MY no tabuleiro sem e com ajuste dos tirantes

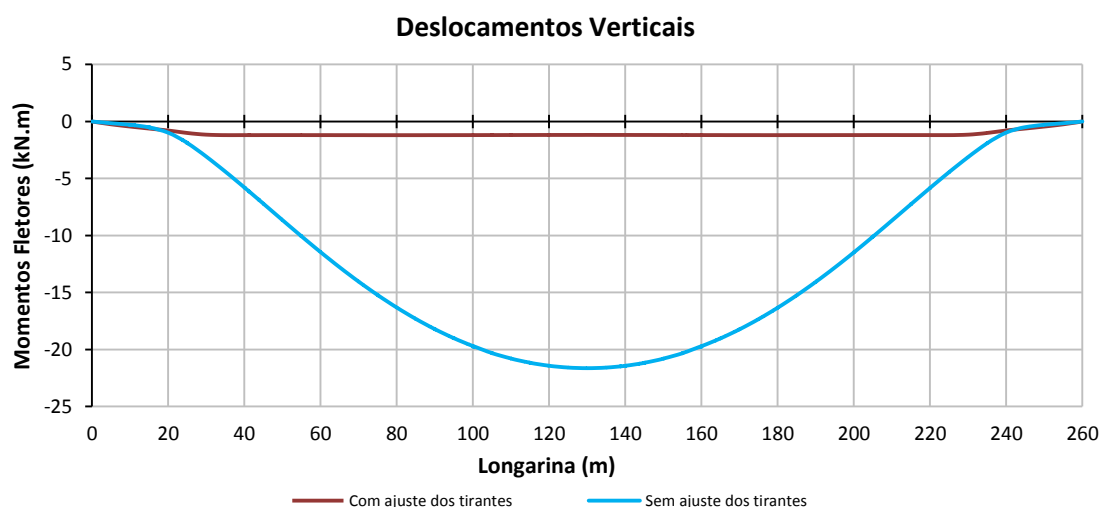


Fig. 93 – Deslocamentos verticais no tabuleiro com e sem ajuste dos tirantes

Pode verificar-se através das Fig. 92 e Fig. 93 que os valores obtidos dos momentos fletores e dos deslocamentos verticais diminuem significativamente com o ajuste dos tirantes. Contudo é notório que não foi possível compensar totalmente os esforços internos no tabuleiro, uma vez que parte deste não está totalmente suspensa por tirantes. Por esse motivo foi necessário impor um deslocamento não nulo de modo a compatibilizar a transição do sistema passivo com o ativo, bem como, conseguir um nível de tensão nos tirantes adequado como já foi referido anteriormente. Além disso é importante referir que os deslocamentos devidos ao peso próprio do arco não foram compatibilizados devido ao processo construtivo usado.

5.4.1.6. Assentamento de apoio

Dadas, as características das fundações e o processo de carregamento das mesmas associadas à execução do arco e do tabuleiro, a generalidade dos assentamentos ocorrem na fase construtiva em situação isostática. Nestes termos, considerou-se conservativo um assentamento de 1cm nos encontros do tabuleiro, bem como no arranque dos arcos.

5.4.1.7. Corrente do rio

À semelhança da ação do vento, as cargas induzidas pelo escoamento do Rio Douro deveriam ser analisadas de acordo com um modelo experimental para analisar em rigor os esforços atuantes no arco. No entanto, a superfície dos arcos em contacto com esta ação é relativamente pequena para que os esforços resultantes da ação do rio sejam condicionantes. Por este motivo foi adotada uma análise simplificada para obtenção das ações atuantes. Para a análise da ação, o cálculo da força equivalente da corrente resulta de:

$$\overline{F_D} = \frac{1}{2} \rho \overline{U}^2 D C_D \quad (5.11.)$$

onde:

ρ - massa volúmica da água;

U - velocidade média do escoamento;

D' - largura média medida na horizontal da estrutura sujeita à ação da corrente;

C_D - coeficiente de arrastamento.

Para além das forças na direção do escoamento, o rio gera forças no plano horizontal mas na direção perpendicular. Estas forças, designadas de sustentação, são, de forma análoga, dadas por:

$$\overline{F_L} = \frac{1}{2} \rho \overline{U}^2 D' C_L \quad (5.12.)$$

O valor da massa volúmica da água do rio varia com a temperatura, mas também com os materiais flutuantes e submersos presentes. Assim foi considerado simplifadamente o valor de 1200 kg/m^3 .

Para o caso de estudo foi utilizado o caudal médio do rio Douro ao longo do ano de $730 \text{ m}^3/\text{s}$ fornecido pelas entidades competentes. Desta forma poderá considerar-se que este valor é conservativo, dado que a zona em contacto com o rio se situa próxima da margem, onde o caudal é inferior ao da zona mais profunda.

Existem situações que decorrem ao longo do dia e do ano onde o nível do rio Douro varia entre 0 e 2.5m, respetivamente se a maré se encontrar vazia ou cheia. Analogamente ao raciocínio anterior considerou-se para o caso de estudo o valor médio obtendo-se assim, para esta localização precisa, uma secção de aproximadamente 2000 m^2 . Desta forma, a velocidade média de escoamento é dada por:

$$\overline{U} = \frac{Q}{S} \quad (5.13.)$$

pelo que se prevê aproximadamente uma velocidade média de 0.360 m/s .

Todavia o escoamento não é constante e, durante a subida e descida da maré, na zona do arco em questão, a velocidade média das águas do rio poderá atingir 1.7 m/s numa situação de caudal médio, direcionado de montante para jusante caso a maré se encontre a baixar e oposta quando se encontra a subir. Optou-se por considerar a situação mais gravosa, ou seja, imediatamente antes ou depois de atingida a praia-mar pois a velocidade pode considerar-se ainda 1.7 m/s . Para o caso presente será considerada uma secção de 2350 m^2 e uma profundidade média do leito (h_m) de 12 m .

Para o caso do arco, sendo este o único elemento submerso, foi considerado o coeficiente de arrastamento $C_D = 1.20$ e $C_L = 0.15$, uma vez que o arco apresenta uma superfície relativamente rugosa.

Desta forma, através das equações atrás mencionadas, obtiveram-se os seguintes valores para a sobrecarga devida à ação do escoamento normal do rio Douro:

$$\overline{F_D} = \frac{1}{2} \times 1.2 \times 1.7^2 \times 6 \times 1.2 = 12.5 \text{ kN/m} \quad (5.14.)$$

$$\overline{F_L} = \frac{1}{2} \times 1.2 \times 1.7^2 \times 6 \times 0.15 = 1.6 \text{ kN/m} \quad (5.15.)$$

5.4.2. VARIÁVEIS

5.4.2.1. Sobrecargas

Sobrecargas rodoviárias

O Eurocódigo 1-Parte 2 define cinco modelos de cargas distintos (“load models”).

Neste caso é utilizado o “Load Model” 1 ou LM1, que considera dois tipos de sobrecargas rodoviárias: uma consiste na utilização de um veículo tipo (“tandem system”) que simula a posição dos veículos em cima da ponte; e uma carga uniformemente distribuída. O LM1 é considerado o caso de carga que melhor caracteriza os efeitos do tráfego comum e as cargas criadas por automóveis. Os restantes casos de carga, LM2, LM3, LM4 e LM5 são reservados para simular efeitos dinâmicos, veículos especiais e outras situações.

Uma diferença entre o Eurocódigo 1e outros códigos é a aplicação de modelos de carga já que podem divergir nas vias fictícias definidas em projeto. Por este motivo, o número de vias consideradas carregadas e a sua localização na faixa de rodagem deve ser escolhido de tal modo que o efeito dos modelos de carga conduza às ações mais adversas.

A metodologia para definir o número de vias fictícias e a respetiva largura é apresentada na Tabela 11.

Tabela 11 – Número e largura das vias fictícias (adaptado do Eurocódigo 1)

Carriageway width, w	Number of notional lanes	Width of a notional lane, w_l	Width of the remaining area
$w < 5.4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5.4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$

Note: For example, for a carriageway width equal to 11 m, $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, and the width of the remaining area is $11 - 3 \times 3 = 2 \text{ m}$.

Dado que a via (w) tem 6m, e o EC1 estipula para as ações de tráfego rodoviário a necessidade de fazer a divisão da faixa de rodagem em vias fictícias de 3m e a restante área, resultaram duas pistas com 3m. Contudo, é importante referir que apesar de existir um separador central rígido, há a possibilidade de o veículo galgar a linha de separação entre as duas faixas de rodagem, como mostra a Fig. 94.

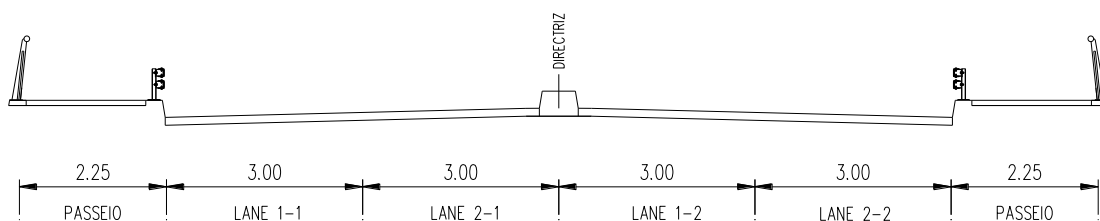


Fig. 94 – Divisão da faixa de rodagem em pistas fictícias

Depois de identificadas as pistas fictícias da faixa de rodagem, aplicaram-se as cargas às mesmas:

- uma carga uniformemente distribuída (*UDL*)
- um sistema em série, incluindo 2 eixos (*TS*)

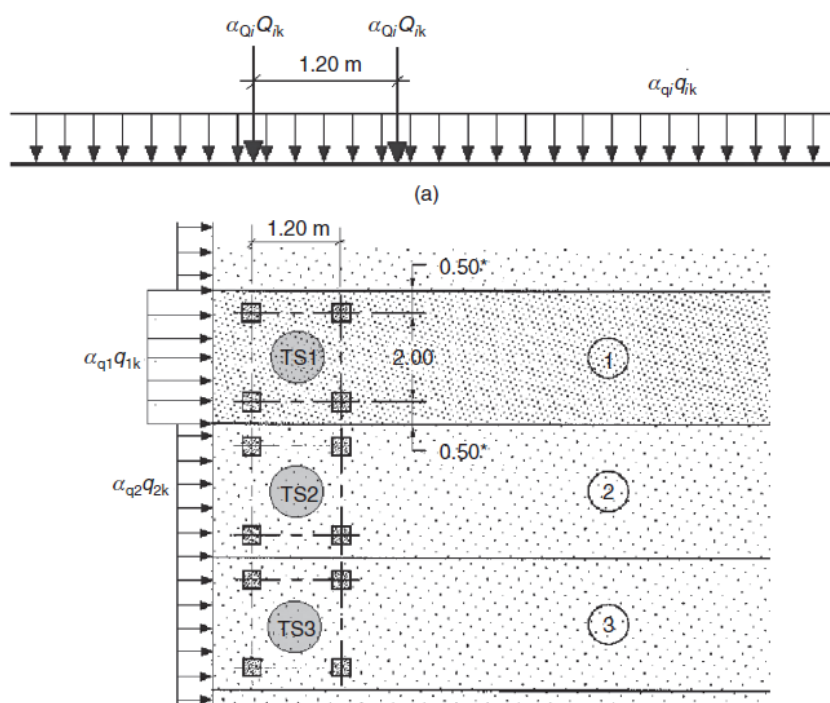


Fig. 95 – Aplicação do LM1 nas pistas fictícias (adaptado do Eurocódigo 1)

Para a avaliação dos efeitos gerais, o sistema em série vai percorrendo o tabuleiro centrado ao longo dos eixos das pistas fictícias relevantes.

O valor característico de cada carga do eixo do sistema em série localizado numa pista genérica é indicado por $\alpha_{Q,i} Q_{ik}$, e as duas rodas que formam o eixo devem transmitir a mesma carga $\alpha_{Q,i} Q_{ik} / 2$.

O valor característico da carga uniformemente distribuída é contabilizado na pista genérica por $\alpha_{q,i} q_{ik}$.

Na Tabela 12 apresentam-se os valores das cargas concentradas por eixo, assim como das cargas uniformemente distribuídas para ambas as pistas (*lanes*).

Tabela 12 – Valores característicos para o Load Model 1 “básico” (adaptado do Eurocódigo 1)

Location	Tandem system (TS) Axle loads, Q_{ik} (kN)	UDL system q_{ik} (or q_{rk}) (kN/m ²)
Lane No. 1	300	9
Lane No. 2	200	2.5
Lane No. 3	100	2.5
Other lanes	0	2.5
Remaining area (q_{rk})	0	2.5

A ponte em estudo enquadra-se numa envolvente de estradas circundantes onde o tráfego pesado tem alguma probabilidade de ocorrência. Ainda assim, atendendo a possíveis alterações futuras das vias circundantes, as cargas por eixo e uniformemente distribuídas serão afetadas dos fatores de redução para a classe 1 constantes da Tabela 13.

Tabela 13 – Valores de redução para as classes de carga de pontes rodoviárias (adaptado do Eurocódigo 1)

Classes	α_{Q1}	$\alpha_{Qi} \quad i \geq 2$	α_{q1}	$\alpha_{qi} \quad i \geq 2$	α_{qr}
1st class	1	1	1	1	1
2nd class	0.9	0.8	0.7	1	1

Posto isto, os valores das cargas por eixo para as pistas 1 e 2 são respetivamente iguais a $1 \times 300 = 300 \text{ kN}$, $1 \times 200 = 200 \text{ kN}$. As cargas uniformemente distribuídas tomam o valor de $1 \times 9 = 9 \text{ kN/m}^2$ para a pista 1, e $1 \times 2.5 = 2.5 \text{ kN/m}^2$ para as restantes pistas.

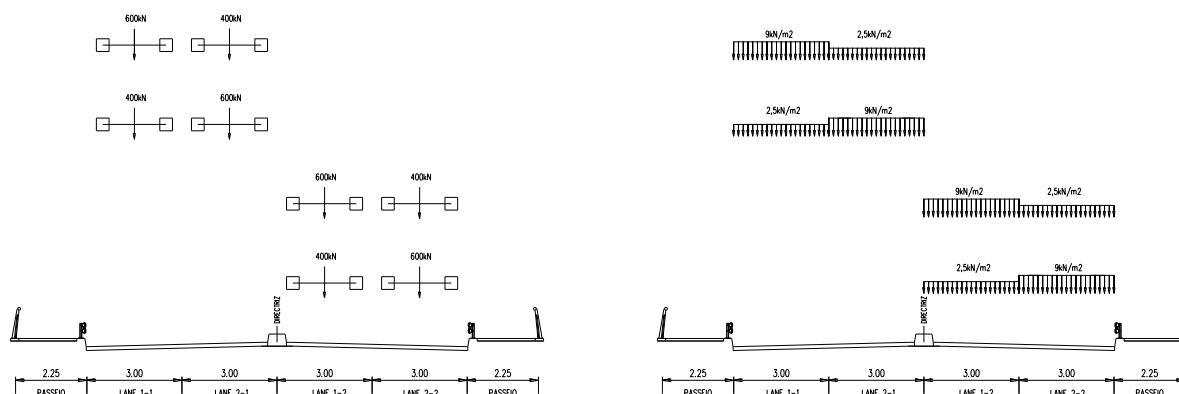


Fig. 96 – Representação transversal das alternâncias de sobrecargas (TS/UDL) segundo o Eurocódigo 1-2

Para simular as condições de carregamento mais desfavoráveis, o conjunto dos veículos tipo e as sobrecargas uniformes são aplicados em qualquer posição da faixa de rodagem, sempre com o eixo paralelo ao eixo da ponte. A análise deve ser feita deste modo tanto na direção transversal como longitudinalmente.

A verificação da resistência dos tirantes aos fenómenos de fadiga deve ser um complemento ao pré-dimensionamento através de tensões máximas admissíveis em serviço. Os fenómenos de fadiga do aço pré-esforçado dos tirantes podem ser divididos em fadiga axial e fadiga devido à flexão. A fadiga axial é causada pelo carregamento devido às sobrecargas rodoviárias, por esta ser uma ação variável que causa variação de tensão nos cabos ao longo do período de vida útil da ponte. Por outro lado, a fadiga devido à flexão é causada pela vibração dos cabos provocada pelo vento, pela chuva e pelas sobrecargas rodoviárias, e ocorrendo nas zonas dos cabos junto das ancoragens.

O Eurocódigo 1-Parte 2 define ainda 5 casos de carga de fadiga ou “*Fatigue Load Models*” que são escolhidos para avaliar os fenómenos de fadiga consoante o tipo de ponte em causa. O “*Fatigue LM1*” é conservativo e cobre os efeitos em várias pistas fictícias simultaneamente. O “*Fatigue LM2*” fornece melhores resultados que o “*Fatigue LM1*”, dado que consegue avaliar os efeitos com maior pormenor. O “*Fatigue LM3*” é normalmente utilizado para verificações do dimensionamento realizado através de métodos mais simplificados. O “*Fatigue LM4*” é normalmente utilizado para fornecer informação que os “*Fatigue Load Models*” anteriores não conseguem fornecer. Já o “*Fatigue LM5*” é mais geral, utilizando informação sobre tráfego específico da ponte que se está a dimensionar.

O Eurocódigo 3-Parte 1-11 explicita as verificações a serem realizadas de resistência à fadiga dos tirantes, sendo que este é, em muitos casos, o critério condicionante no seu dimensionamento. Segundo o EC3, os cordões dos tirantes apresentam uma resistência à fadiga de referência ($\Delta\sigma_3$) de 160MPa, que dividida por quatro fatores de dano equivalentes e pelo coeficiente dinâmico, apresenta um valor obtido pela expressão 5.16, que é comparável com o valor de variação de tensão obtido nos tirantes para um dos “*Fatigue Load Models*”.

$$\Delta\sigma_{sob} = \Delta\sigma_c / (\Phi_2 \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4) \quad (5.16.)$$

Assim, para pontes rodoviárias com um valor conservativo de $\lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 = 2.0$, um coeficiente dinâmico de $\Phi_2 = 1.0$ e um fator de segurança de $\gamma M_f = 1.15$, obtém-se um valor máximo de $\Delta\sigma_{sob} = 160 / (2.0 \times 1.15) = 70 \text{ MPa}$.

Estes limites máximos de $\Delta\sigma_{sob}$ podem agora ser comparados com as variações de tensão obtidas nos tirantes para o carregamento com um “*Fatigue Load Model*”, nomeadamente com o “*Fatigue LM3*” que, como referido acima, é normalmente utilizado para verificações do dimensionamento realizado através de métodos mais simplificados

Numa ponte atirantada como no caso em estudo, com os tirantes dimensionados para os limites de tensões abordados, é muito pouco provável que esta verificação à fadiga seja condicionante.

Sobrecargas em passeios

Apesar de se tratar de uma ponte rodoviária, a sobrecarga provocada no espaço pedonal tem especial importância sobre a área ocupada no tabuleiro. Assim, para o projeto de pontes que estejam dotadas de pistas pedestres ou ciclovias quando não existam estudos de tráfego pedonal neste local, o EC1 apresenta uma metodologia alternativa com base em ações estáticas.

O EC1 estabelece três modelos de cargas verticais estáticas distintos possíveis, alguns deles a serem posteriormente desprezados, caso não sejam relevantes nem indicados para o tipo de estrutura em estudo. O primeiro modelo de carga considera uma carga uniformemente distribuída, com valor entre 2.5 e 5kN/m², tendo em conta o vão e tipo de utilização prevista. O segundo modelo aplica uma carga concentrada de 10kN aplicada num quadrado de 0.10 x 0.10m², e o terceiro modelo representa a carga devida a um veículo motorizado, de emergência, por exemplo, que numa situação excecional possa utilizar esta mesma travessia. Contudo, o terceiro modelo só é aplicável a pontes exclusivamente pedonais, o que não se enquadra no presente caso.

Considerou-se que o segundo modelo não seria relevante para a correta caracterização da sobrecarga de utilização. No caso em análise, dadas as dimensões da estrutura, o efeito desta carga concentrada é insignificante quando comparada com o da carga uniformemente distribuída.

Neste contexto, a quantificação da sobrecarga em passeios será exclusivamente à custa da carga uniformemente distribuída. Então, devido à localização e à afluência de pessoas a eventos específicos neste local considera-se a ponte como suscetível de ser utilizada por multidões, pelo que o EC1 recomenda a carga uniformemente distribuída com valor igual ao máximo definido, ou seja, 5kN/m².

5.4.2.2. Variação de temperatura

De acordo com o Eurocódigo 1 Parte 1-5 (NP EN 1991-1-5), a ação da temperatura numa ponte em arco tem de ser considerada de três formas distintas: através de uma variação uniforme da temperatura em toda a estrutura; de uma variação diferencial de temperatura no tabuleiro e no arco; e de uma variação uniforme de temperatura entre os cabos e o tabuleiro.

Variação uniforme de temperatura

A definição do valor da ação para a variação térmica uniforme a ser aplicada para o cálculo dos esforços requer o conhecimento prévio da temperatura do ar no local de implantação da obra de arte. Foi possível ter acesso aos dados do Instituto de Meteorologia relativos ao período de 1971 a 2000, constatando-se que as temperaturas máximas e mínimas do ar na cidade do Porto são de 39°C e de -3°C, respetivamente. Apesar do rigor dos dados do Instituto de Meteorologia, serão adotados os valores das temperaturas normalizadas pelo anexo Nacional por questões de coerência com o proposto nas normas.

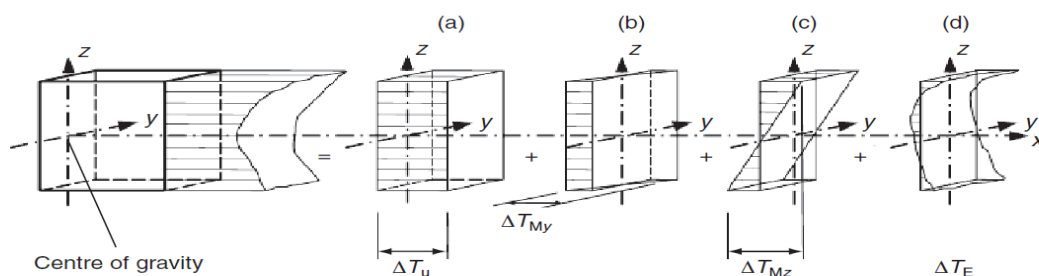


Fig. 97 – Distribuição de temperatura no tabuleiro. a) parcela uniforme b) parcela diferencial em y e c) parcela diferencial em z e d) parcela auto-equilibrada.

O Anexo Nacional do EC1 faz referência, em Portugal, ao uso da “*Abordagem I*”, onde especifica para estruturas de betão (tipo 3) e para as condições climáticas do país onde está enquadrada a ponte em estudo, os valores da temperatura máxima do ar à sombra (T_{\max}) e a temperatura mínima do ar à sombra (T_{\min}) de 40°C e 0°C , respetivamente. Estes valores permitem obter a componente da variação uniforme de temperatura máxima e mínima, através do gráfico representado na Fig. 98:

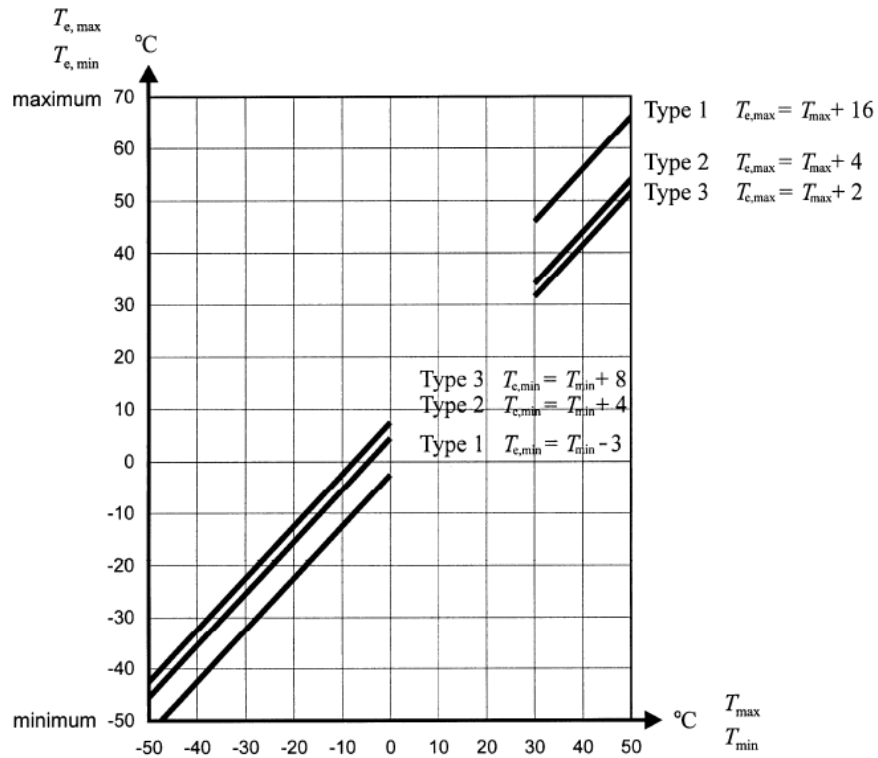


Fig. 98 – Correlação entre a temperatura mínima/máxima do ar à sombra (T_{\min}/T_{\max}) e a componente da variação uniforme de temperatura mínima/máxima em pontes ($T_{e,\min}/T_{e,\max}$)

Assim resulta que os valores para as componentes da variação uniforme de temperatura do tabuleiro e do arco são:

$$T_{e,\max} = T_{\max} + 2 = 40 + 2 = 42^{\circ}\text{C} \quad (5.17.)$$

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 8 = 0 + 8 = 8^{\circ}\text{C} \quad (5.18.)$$

Para o cálculo da contração e dilatação da ponte, considera-se o valor característico da amplitude de contração, ($\Delta T_{N,\text{con}}$) e dilatação máxima, ($\Delta T_{N,\text{exp}}$) da componente da variação da temperatura, sendo estes os seguintes:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} = 15 - (8) = 7^{\circ}\text{C} \quad (5.19.)$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 = 42 - 15 = 27^{\circ}\text{C} \quad (5.20.)$$

Onde se considerou T_0 igual a 15°C , visto não ser possível prever a temperatura inicial T_0 de um elemento estrutural na fase relevante do seu travamento, e se procura prever ainda a temperatura média durante o período de construção.

Variação diferencial de temperatura

No anexo nacional, a quantificação das variações térmicas diferenciais, na direção vertical, deve ser feita com base na “*abordagem I*”. Para o efeito, definem-se nesta secção os valores diferenciais positivos $\Delta T_{M,beat}$, correspondente à superfície superior mais quente e $\Delta T_{M,cool}$, correspondente à superfície superior mais fria, onde são definidos para tabuleiros de betão (tipo3) como $\Delta T_{M,beat}=15^{\circ}\text{C}$ e $\Delta T_{M,cool}=5^{\circ}\text{C}$, respetivamente. No entanto, estes valores são definidos para espessuras do revestimento da superfície de 50mm. Para outras espessuras do revestimento da superfície, estes valores deverão ser multiplicados pelo fator k_{sur} .

Tabela 14 – Valores recomendados de k_{sur} a considerar para diferentes espessuras do revestimento da superfície

<i>Pontes rodoviárias, pedonais e ferroviárias</i>						
<i>Espessura da superfície</i>	<i>Tipo 1</i>		<i>Tipo 2</i>		<i>Tipo 3</i>	
	<i>Face superior mais quente do que a face inferior</i>	<i>Face inferior mais quente do que a face superior</i>	<i>Face superior mais quente do que a face inferior</i>	<i>Face inferior mais quente do que a face superior</i>	<i>Face superior mais quente do que a face inferior</i>	<i>Face inferior mais quente do que a face superior</i>
<i>[mm]</i>	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
<i>sem revestimento</i>	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
<i>impermeabilizada ¹⁾</i>	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
<i>Balastro (750 mm)</i>	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

¹⁾ Estes valores representam limites superiores para revestimentos de cor escura.

Para o tabuleiro, tendo em conta que o revestimento tem uma espessura de 120mm, obteve-se:

$$\Delta T_{beat} = \Delta T_{M,beat} k_{sur} = 15^{\circ}\text{C} \times 0.6 = 9^{\circ}\text{C} \quad (5.21.)$$

$$\Delta T_{cool} = \Delta T_{M,cool} k_{sur} = 5^{\circ}\text{C} \times 1.0 = 5^{\circ}\text{C} \quad (5.22.)$$

Para o arco, visto não existir qualquer revestimento, foi obtido:

$$\Delta T_{beat} = \Delta T_{M,beat} k_{sur} = 15^{\circ}\text{C} \times 0.8 = 12.0^{\circ}\text{C} \quad (5.23.)$$

$$\Delta T_{cool} = \Delta T_{M,cool} k_{sur} = 5^{\circ}\text{C} \times 1.1 = 5.5^{\circ}\text{C} \quad (5.24.)$$

Variação uniforme de temperatura entre os tirantes e o tabuleiro

A incidência do sol na ponte faz com que os elementos em aço aqueçam mais rapidamente que os de betão, nomeadamente os tirantes face ao tabuleiro. Assim, os tirantes sofrem extensões, aliviando a tensão e criando uma maior deformação do tabuleiro, aumentando os momentos fletores nele instalados. A Cláusula 6.1.6 do Eurocódigo 1 Parte 1-5 especifica uma variação de temperatura uniforme de 10°C para tirantes de cor clara e de 20°C para cor escura, não tendo em consideração os materiais do tabuleiro ou a sua altura. O efeito da variação uniforme de temperatura entre elementos recomenda portanto que é mais vantajosa a utilização de tirantes de cor clara.

5.4.2.3. Vento

A ação do vento apresenta alguma dificuldade na quantificação porque se trata de uma ponte em arco com um vão superior a 200m, para o qual a norma portuguesa EN1991-1-4 determina que se realizem ensaios em túnel de vento sobre uma maquete aeroelástica, que permitam avaliar em rigor a ação do vento sobre a estrutura e a deteção de fenómenos de instabilidade.

Todavia, devido à falta de meios e ao estudo exaustivo para avaliação e quantificação da ação, esta foi apenas estudada estaticamente, considerando forças equivalentes à ação do vento de modo a ter uma estimativa quanto às ações estáticas equivalentes atuantes.

Tanto o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes como o Eurocódigo 1 apresentam metodologias simplificadas de aproximação das ações dinâmicas do vento a ações estáticas. Tal como explicitado no Artigo 23º do RSA, este processo simplificado é, por norma, válido para estruturas com frequências próprias superiores a 0.5Hz, caso se assim se confirme.

Embora, para o presente caso, o Eurocódigo 1 exclua as normas relativas para o caso em estudo pelos motivos acima referidos, a falta de referências à aplicação da ação do vento nesta estrutura levou à quantificação da ação do vento no tabuleiro segundo o EC 1 e simultaneamente à adoção de uma metodologia simplificada com base no Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes para o cálculo das ações do vento sobre os tirantes e sobre o arco.

De acordo com o Eurocódigo 1, a velocidade do vento é dada por:

$$V_b = C_{dir} C_{season} V_{b,0} \quad (5.25.)$$

em que:

V_b valor de referência da velocidade do vento, definido em função da direção do vento e da época do ano a uma altura de 10 m acima da superfície de um terreno da categoria II

C_{dir} coeficiente direcional do vento

C_{season} coeficiente de sazão do vento

$V_{b,0}$ velocidade de referência do vento

Dado que a ponte se localiza a menos de 5km da costa oceânica considera-se o local como pertencente à zona B, onde a velocidade de referência do vento é de 30 m/s (Tabela 15). O valor do fator direcional é 1.0, a menos que, recorrendo a dados estatísticos e ensaios em túneis de vento fosse possível provar que o regime de ventos tinha velocidades inferiores à de referência e uma direção preferencial, o que aqui não se aplica, conforme já foi referido. O fator de época é igualmente 1.0 uma vez que a redução desse valor só seria razoável no caso de estruturas provisórias apenas existentes nos meses de verão, o que também não se enquadra no presente caso. Desta forma, a velocidade do vento no local é 30.0m/s.

Tabela 15 – Valor básico da velocidade de referência do vento (adaptado do Eurocódigo 1)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]
A	27
B	30

Obtido este valor é necessário calcular a velocidade média do vento, para uma altura z acima do solo, dependente da rugosidade do terreno e orografia da envolvente, através da fórmula:

$$V_m = C_r(z)C_0(z)V_b \quad (5.26.)$$

O coeficiente de rugosidade é calculado com base num perfil de velocidades logarítmicas através das seguintes equações:

$$C_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \text{ para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (5.27.)$$

$$C_r(z) = C_r(z_{\min}), \text{ para } z \leq z_{\min} \quad (5.28.)$$

Neste caso considerou-se z como a altura máxima atingida pela ponte, incluindo as guardas, ou seja, $z=16.54\text{m}$, z_0 e z_{\min} são obtidos da tabela do anexo nacional do EC1:

Tabela 16 – Categoria de terreno e respetivos parâmetros (adaptado do Eurocódigo 1)

Categoria de terreno		z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15
NOTA 1: As categorias de terreno II, III e IV estão ilustradas em A.1.			
NOTA 2: O coeficiente de rugosidade, $c_r(z)$, é ilustrado na Figura NA.1.			

Admitiu-se o terreno como sendo de tipo I devido à localização da ponte próxima de zona costeira. Apesar de estar também próxima da zona da categoria de terreno do tipo II, não foi considerada a correção proposta em anexo por questões conservativas, face à complexidade do relevo. Então, sendo que z se encontra dentro do intervalo z_{\min} , z_{\max} de 200m e onde $z_{0,II}$ é igual a 0.05, o valor de C_r é calculado pela equação (5.27), onde k_r , o coeficiente de terreno, dependente do comprimento de rugosidade z_0 dado por:

$$k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} = 0.19 \times \left(\frac{0.005}{0.05} \right)^{0.07} = 0.162 \quad (5.29.)$$

Substituindo k_r na equação acima:

$$C_r(16.54) = 0.162 \times \ln \left(\frac{16.54}{0.005} \right) = 1.31 \quad (5.30.)$$

O coeficiente de orografia $C_o(z)$, visto que a implantação da estrutura não se localiza numa zona de falésia ou de colina onde a orografia provoque um aumento da velocidade do vento, é igual a 1.0. Assim, usando a equação (5.26) tem-se:

$$V_m = 1.31 \times 1.0 \times 30 = 39.32 \text{ m/s} \quad (5.31.)$$

Obtida a velocidade média do vento é necessário calcular a pressão dinâmica de pico, resultante da velocidade média e de flutuações de curta duração na velocidade do vento, através da equação:

$$qp(z) = [1 + 7I_v(z)] \frac{1}{2} \rho v_m^2 \quad (5.32.)$$

Onde ρ é a massa volúmica do ar, igual a 1.25 kg/m³ e $I_v(z)$ a intensidade de turbulência à altura z :

$$I_v(z) = \frac{k_t}{C_o(z) \times \ln \left(\frac{z}{z_o} \right)} = \frac{1.0}{1.0 \times \ln \left(\frac{16.54}{0.005} \right)} = 0.123 \quad (5.33.)$$

k_t é o coeficiente de turbulência e é igual a 1.0. Substituindo $I_v(z)$ na equação (5.32) vem:

$$qp(16.54) = [1 + 7 \times 0.123] \times \frac{1}{2} \times 1.25 \times 39.32^2 = 180 \text{ IN/mm}^2 \quad (5.34.)$$

A força horizontal resultante da ação do vento na direção transversal (x) do tabuleiro é dada por:

$$F_{w,x} = c_s c_d q p(z) C_{f,x} A_{ref,x} \quad (5.35.)$$

Para calcular a $A_{ref,x}$, a área de referência onde o vento atua e $C_f = C_{fx,0}$, o coeficiente de força, é necessário calcular a altura equivalente do tabuleiro, que depende das características das guardas adotadas, assim como da presença do tráfego rodoviário. Visto ser previsível a presença de tráfego ser o fator mais desfavorável, o Eurocódigo aconselha a aplicação de um fator redutor de simultaneidade de 0.6.

No presente caso, como não é efetuado um procedimento de cálculo de resposta dinâmica, para $c_s c_d$ é recomendado o valor 1.0.

Assim, para o caso de omissão do tráfego rodoviário, a altura equivalente do tabuleiro depende das condições das guardas adotadas.

Tabela 17 – Altura d_{total} a considerar para $A_{ref,x}$ (adaptado do Eurocódigo 1)

Barreiras de segurança	num lado	nos dois lados
Guarda-corpo vazado ou guarda de segurança vazada	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Guarda-corpo não vazado ou guarda de segurança não vazada	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Guarda-corpo vazado e guarda de segurança vazada	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

Para a ponte em estudo adotou-se o guarda-corpo não vazado de 1.1m de altura em ambos os lados e guarda de segurança não vazada, o que faz com que d_{total} tome o valor de 2.6m.

Já na presença do tráfego rodoviário, será adotada a altura de 2m a partir do nível da plataforma de rodagem e ao longo do comprimento mais desfavorável, independentemente da posição das cargas verticais de tráfego, obtendo assim um d_{total} de 3.8m.

Sabendo que o tabuleiro tem 19.6m de largura, é possível obter os dois valores para a relação b/d_{total} , de 7.54 e 5.16 respetivamente, para os dois casos atrás mencionados. Pela Fig. 99, transposta do EC1, obtêm-se C_{fx} igual a 1.3 e 1.0 respetivamente. Porém, pelo facto do tabuleiro apresentar as faces expostas de forma inclinada, o valor de C_{fx} sofre a redução máxima de 30%, obtendo-se o valor de 0.91 e 1.0, respetivamente.

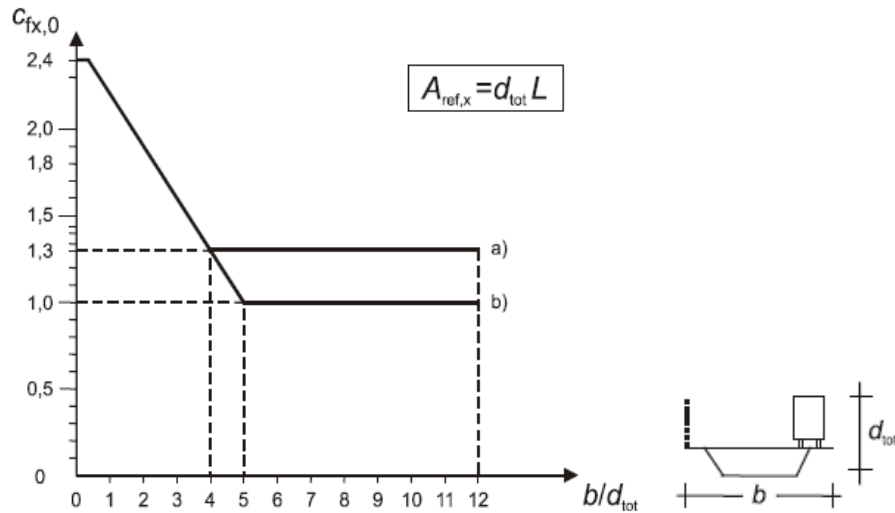


Fig. 99 – Coeficiente de força $C_{f,x}$ para tabuleiros de pontes (adaptado do Eurocódigo 1)

A ação horizontal do vento na direção transversal ao tabuleiro adquire assim o valor de 4.26 kN/m sem tráfego rodoviário e 6.84 kN/m com tráfego rodoviário.

No entanto, a ação com tráfego rodoviária é reduzida, como foi referido anteriormente, segundo o Eurocódigo 1, pelo fator 0.6 obtendo-se assim, 4.11 kN/m.

A ação horizontal segundo o eixo longitudinal do tabuleiro é estabelecida pelo Eurocódigo 1, para este tipo de tabuleiro, como 25% da força na direção transversal, resultando assim uma ação de 1.07 e 1.03 kN/m respetivamente.

Passando à direção vertical, o coeficiente de força recomendado na ausência de testes de túnel de vento é de ± 0.9 . Como tal, considerando o valor b de 19.6m resulta uma força vertical igual a ± 4.53 kN/m.

Para o cálculo da ação do vento no arco foi adotado o procedimento estabelecido pelo *EC1* referente a elementos estruturais de secção retangular.

Para tal foi necessário quantificar o coeficiente de força C_f , admitindo que o vento incide perpendicularmente a uma face, de onde resulta a seguinte expressão:

$$C_f = C_{f,0} \Psi_r \Psi_\lambda \quad (5.36.)$$

onde:

$C_{f,0}$ - coeficiente de força para elementos de secção retangular com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades, fornecido na Fig. 100

Ψ_r - coeficiente de redução para secções quadradas com cantos arredondados, onde depende do número de Reynolds

Ψ_λ - coeficiente de efeitos de extremidade para elementos cujas extremidades sejam livremente contornadas pelo vento

Para o cálculo do coeficiente de força foi usado o gráfico representado na Fig. 100.

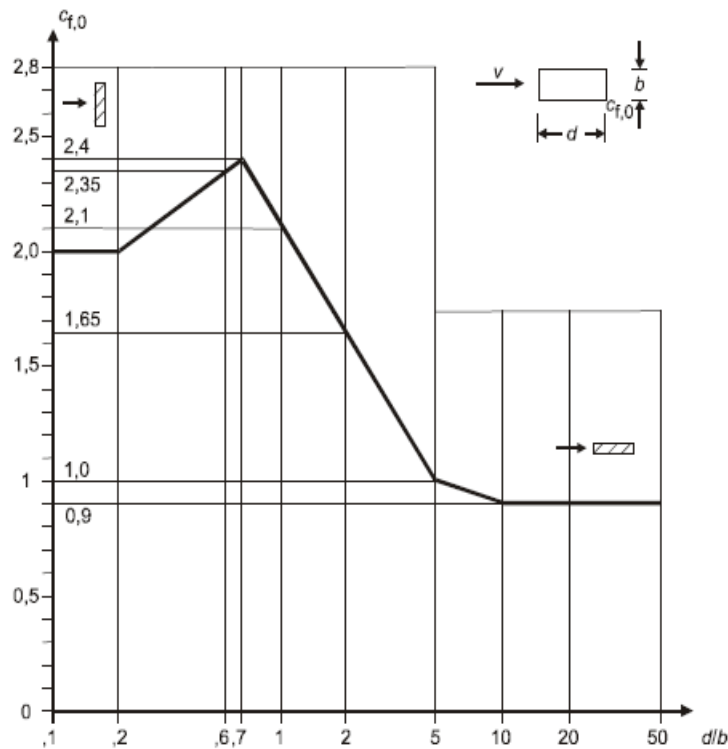


Fig. 100 – Coeficientes de força para secções retangulares com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades do elemento (adaptado do Eurocódigo 1)

Sabendo que a espessura do arco varia entre 4 e 6m, foi considerado o valor de 6m para b e 4m para d como sendo a razão d/b mais desfavorável para a quantificação desta ação. Assim através do gráfico obtém-se o valor de $C_{f,0}$ igual a 2,38.

Relativamente ao coeficiente Ψ_r , considerou-se o valor de 1,0, apesar da secção apresentar quebras nas arestas, tendo-se admitido como razoável desprezar este efeito uma vez que apresenta pouca importância relativamente à superfície total. Além disso, para todos os elementos sem livre escoamento em torno das extremidades, referentes ao caso em estudo, o EC1 recomenda o valor de 1 para o coeficiente Ψ_λ .

De acordo com a expressão (5.36), o valor de C_f , coeficiente de força referente ao arco, é igual a 4,76.

Usando a expressão utilizada para o cálculo da ação do vento no tabuleiro, a ação horizontal do vento na direção transversal ao arco para a altura de 35m adquire assim o valor de 24,7kN/m.

No que se refere à ação do vento nos tirantes, o EC1 não se aplica, tendo-se adotado, simplifadamente, um coeficiente de forma de 1,1 e uma pressão dinâmica do vento estimada segundo o RSA, com a seguinte fórmula

$$W_k = 0.613V^2 \quad (5.37.)$$

De onde resulta um valor de 0.55kN/m^2 , para uma velocidade de 30m/s .

Desta simplificação obteve-se o valor para a ação do vento nos cabos de 0.055kN/m .

5.4.2.4. Sismo

A ação sísmica para o caso de pontes é descrita no Eurocódigo 8 na parte 2. Na cláusula 3.2.1 refere-se que os efeitos do sismo devem ser contabilizados através de espectros de reposta, que estão definidos na secção 3 de EN 1998-1. De acordo com o estipulado em 3.1.2 e na tabela 3.1, deve neste caso classificar-se o terreno como sendo do tipo B.

No que diz respeito ao espectro de cálculo, este permite retratar a capacidade de dissipação de energia da estrutura, obtida principalmente pelo comportamento dúctil dos seus elementos e/ou outros mecanismos que, de outra forma só poderiam ser simulados através de uma análise estrutural não-linear. O espectro de cálculo obtém-se através de uma análise elástica fundamentada num espectro de resposta reduzido, introduzindo um coeficiente de comportamento, q . O coeficiente de comportamento, q , é uma aproximação da relação entre as forças sísmicas a que a estrutura estaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica e as forças sísmicas para a situação em que é considerado um amortecimento viscoso de 5%, característico de estruturas de betão armado. As forças sísmicas podem ser usadas para a conceção e dimensionamento estrutural, quando o modelo é linear, utilizando os valores de q . Em casos em $q > 1.5$ devem ser justificados por uma análise apropriada.

Na cláusula 3.2.2.5 da EN 1998-1 está definido o modo de cálculo dos espectros de resposta em função de vários parâmetros, sendo no caso geral:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (5.38.)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \quad (5.39.)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (5.40.)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad (5.41.)$$

em que:

a_g - aceleração de projeto em rocha, que se calcula como sendo o produto de $\gamma_1 a_{gR}$, em que γ_1 é o coeficiente de importância e a_{gR} é a aceleração de projeto em rocha para um período de retorno de referencia de 475 anos.

T_B - limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;

T_C - limite superior do ramo espectral de aceleração constante;

T_D - valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

T - período de vibração de um sistema de um grau de liberdade;

$S_d(T)$ - espectro de resposta elástico;

q - é o coeficiente de comportamento.

A ponte em estudo pode considerar-se uma estrutura de grande importância, essencial à manutenção das comunicações sobretudo após um sismo e concebida para um período de vida útil maior que o habitual. Como tal, considera-se uma estrutura de classe de importância III, tomando o valor de 1.30. A ponte é de ductilidade limitada dado o desconhecimento da ductilidade estrutural, considerando-se assim $q = 1.5$.

Com o coeficiente de comportamento foram definidos os parâmetros que se encontram na Tabela 18 e que definem os espectros de resposta de projeto para a ação sísmica do tipo 1 e 2, correspondendo a um sismo próximo e afastado, respetivamente.

Tabela 18 – Valores obtidos do Anexo Nacional para o cálculo dos espectros de resposta de projeto

	S	T_B	T_C	T_D	Y_I	a_{gr}	a_g
Ação tipo 1	1.35	0.1	0.6	2	1.3	0.35	0.455
Ação tipo 2	1.35	0.1	0.25	2	1.3	0.8	1.04

De acordo com os dados da Tabela 18, são apresentados na Fig. 101 os espectros de resposta de cálculo horizontais.

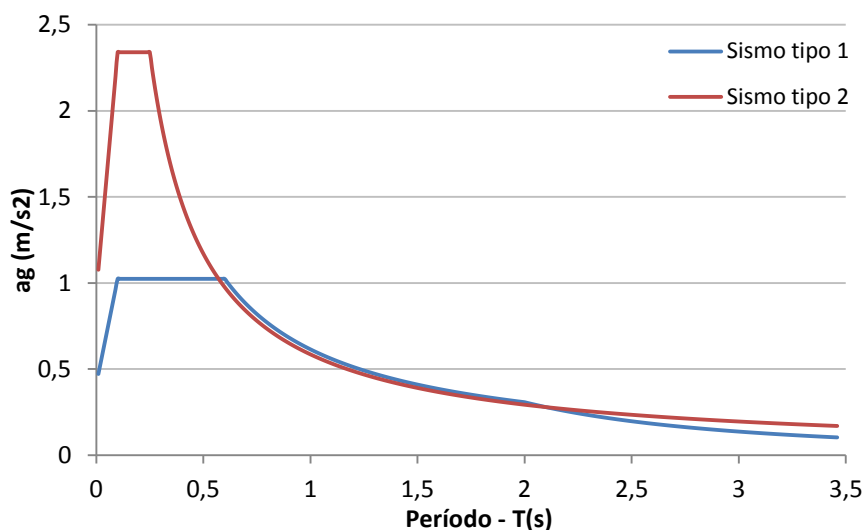


Fig. 101 – Espectros de resposta de cálculo horizontais

5.5. COMBINAÇÃO DE AÇÕES

As combinações de ações adequadas à análise estática da estrutura em estudo são definidas pelo EC0. No caso de combinações de serviço (ELS – Estado Limite de Serviço), o EC0 é aplicado diretamente sem quaisquer alterações. Para os casos relativos à segurança estrutural, em que se pretende evitar o colapso da estrutura (ELU – Estado Limite Último), é necessário proceder de acordo com o Anexo A1 do correspondente Eurocódigo, cujo campo de aplicação se destina a pontes.

Para a primeira situação a ser considerada, o EC0 não define a combinação de ações permanentes da estrutura, isto é, a combinação de ações referentes aos pesos próprios da estrutura e pré-esforço, quer do tabuleiro, quer dos tirantes. Esta combinação apesar de não considerar as ações exteriores é fundamental para proceder ao ajuste da estrutura, como é o caso do ajuste das forças nos tirantes.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P \quad (5.42.)$$

Combinações de estados limites de serviço (ELS)

As combinações de ELS têm como objetivo o estudo da estrutura para as ações a que a estrutura está submetida durante a fase de exploração ao longo da sua vida útil. Assim sendo, este tipo de análise permite obter valores de deslocamentos e tensão que permitem garantir que a estrutura se mantém sem problemas, como por exemplo na verificação da deformação.

Combinação característica

Para esta combinação, em acréscimo ao peso próprio e pré-esforço da estrutura que assume o valor característico, temos a ação base que assume valor idêntico ao peso próprio e as restantes ações cujo valor característico é reduzido com recurso ao fator Ψ_0 . Esta combinação é utilizada para verificação de estados limites irreversíveis.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.43.)$$

Combinação frequente

Esta combinação é relativamente parecida à referida anteriormente, consoante a diferença na redução de todas as sobrecargas, sendo a ação base reduzida com base no fator Ψ_1 e as restantes pelo fator Ψ_2 .

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.44.)$$

Combinação quase-frequente

Para esta combinação, assume-se que o carregamento está presente na estrutura em grande parte do tempo da sua vida útil, sendo então usada para estudo dos efeitos a longo prazo, particularmente no que diz respeito à sua aparência. Esta combinação é composta assim pelo acréscimo ao peso próprio e pré-esforço das sobrecargas reduzidas pelo fator Ψ_2 .

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.45.)$$

Combinações de estado limite último (ELU)

Após apresentadas as combinações de estado limite de serviço resta expor as combinações referentes ao estado limite último, sendo estas formuladas com base no Anexo A1 do EC0. Este conjunto subdivide as combinações em duas distintas:

Combinações de equilíbrio estático, também designadas por EQU;

Combinações de projeto e dimensionamento de membros estruturais, adiante designadas por STR.

Combinações EQU

As combinações EQU têm como princípio efetuar a verificação da estrutura por forma a garantir que não ocorre perda de equilíbrio estático em qualquer situação, onde $G_{k,1}$ é a ação não permanente base, definida pela seguinte equação:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.46.)$$

Os valores de cálculo para o γ_G são de 1,05 ou 0,95 caso a ação seja favorável ou desfavorável, respetivamente. Escolher o valor do γ_Q é um pouco mais complexo, uma vez que o valor não varia por a ação ser favorável ou desfavorável, pois na última situação ele não é sequer considerado. O valor varia sim por se tratar de uma ação provocada pela sobrecarga de utilização, em que o valor a utilizar é de 1.35, ou uma ação de uma origem distinta, em que o valor a utilizar é de 1.5.

É de voltar a referir que estas combinações são utilizadas exclusivamente para a confirmação do equilíbrio estático da estrutura, não sendo possível fazer recurso a elas para a análise de tensões e de flechas máximas nem para o dimensionamento estrutural.

Combinações STR

Por fim definem-se as combinações que se tornam mais relevantes para o dimensionamento estrutural, as equações STR. A equação que as caracteriza é idêntica à equação anterior, as divergências de valores encontram-se na alteração dos coeficientes de majoração γ . Então a equação é definida da seguinte forma:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.47.)$$

Estes valores são relativamente distintos dos considerados para as combinações EQU, principalmente no γ_G que é de 1.35 em vez de 1.05, considerado anteriormente para situações onde o peso próprio é desfavorável, e igual a 1.0 para situações em que o peso próprio é favorável, em oposição ao 0.95 considerado nas EQU.

Em relação aos valores a considerar para as ações variáveis, estes são dependentes do facto da ação ser originária de tráfego pedonal, onde o valor a considerar é 1.35, ou ser de outra origem, sendo o valor a considerar 1.5.

Pode concluir-se que embora a equação seja idêntica e os fatores de majoração das ações variáveis também há diferenças nos fatores de majoração do peso próprio efetivo que tornam as combinações STR sempre mais gravosas que as combinações EQU, como tal são os valores originados pelas mesmas, os considerados para o dimensionamento estrutural.

A Tabela 19 sintetiza os coeficientes de simultaneidade considerados no cálculo estrutural.

Tabela 19 – Coeficientes simultaneidade

	Ações										
	PPP	PPP+TIR	PRE	RCP	CRD	ASS	EDF	SCR (TS)	SCR (UDL)	VNT	TMP
Ψ_0	-	-	-	-	-	-		0.75	0.40	0.60	0.60
Ψ_1	-	-	-	-	-	-		0.75	0.40	0.20	0.60
Ψ_2	-	-	-	-	-	-		0	0.00	0.00	0.50
Qk Favorável	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0,00	0.00	0.00	0.00	0.30
Qk Desfavorável	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1,00	1.00	1.00	1.00	1.00
Y Favorável	1.00	1.00	0.90	1.00	1.00	0.00	0,00	0.00	0.00	0.00	0.00
Y Desfavorável	1.35	1.35	1.20	1.35	1.35	1.00	1,00	1.50	1.50	1.50	1.50

Onde:

PPP	- Peso Próprio
TIR	- Tirantes
PRE	- Pré-Esforço
RCP	- Restantes Cargas Permanentes
EDF	- Efeitos diferidos
CRD	- Corrente do Rio Douro
ASS	- Assentamentos de apoio
SCR (UDL)	- Sobrecarga Rodoviária
SCR (TS)	- Sobrecarga
TMP	- Temperatura

5.6. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES NO TABULEIRO

5.6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A verificação da segurança do tabuleiro foi realizada para o início da fase de serviço (análise T_0) e para a fase correspondente aos 20 000 dias (análise T_{INF}), quando se podem considerar como já estabilizados os fenómenos de fluência e retração do betão e relaxação do pré-esforço.

No Eurocódigo 2, na secção Durabilidade e Recobrimento das Armaduras, é especificado que para qualquer projeto é necessário definir a classe de exposição e estrutural em concordância com as condições ambientais a que a estrutura se encontra sujeita e com a durabilidade pretendida de acordo com a importância estrutural. Assim a classe de exposição em função das condições ambientais é a classe XS1, que representa estruturas expostas ao sal transportado pelo ar mas não em contacto direto com a água do mar. No que respeita à classe estrutural, pretende-se para uma obra desta envergadura uma vida útil elevada, seguramente superior a 50 anos, pelo que se considerou uma classe estrutural S6. Consequentemente, o recobrimento mínimo deve ser igual ou superior a 45 mm de forma a garantir a durabilidade da estrutura.

5.6.2. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Os estados limites de utilização foram verificados para as combinações de ações quase-permanentes, frequentes e características na verificação da descompressão, fendilhação e compressão máxima do betão, respetivamente.

Os resultados dos esforços máximos obtidos para as combinações consideradas encontram-se em anexo.

5.6.2.1. Estado limite de descompressão

De acordo com o artigo 7.3 da EN1992-2 e admitindo a classe de exposição ambiental XS1, o estado limite de descompressão deve verificar-se para a combinação quase permanente (CQP) de ações. Esta verificação foi realizada para dois instantes temporais:

- imediatamente após a entrada em serviço da ponte, considerando o valor máximo de pré-esforço (P_0) e não considerando os efeitos diferidos do betão;
- aos 20 000 dias, considerando o valor mínimo de pré-esforço (P_u) e considerando os efeitos da retração e da fluência do betão.

O estado limite de descompressão, sendo este o que condiciona o dimensionamento do pré-esforço, considera-se satisfeito sempre que não existam tensões de tração ao nível das fibras extremas do tabuleiro que estariam mais tracionadas na ausência de pré-esforço, devido à combinação das ações do momento fletor e esforço axial

As combinações consideradas estão representadas na Tabela 20.

Tabela 20 – Combinações consideradas e respetivos fatores de majoração e minoração dos diferentes carregamentos para os estados limite de utilização quase-permanentes

COMB.	Ação Base	PPP+TIR +RCP	PRE	CRD	ASS	SCR (TS)	SCR (UDL)	VNT	TMP
Quase Permanente	1 V. U. Temperatura (+)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	-	-	-	0.50
	2 V. U. Temperatura (-)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	-	-	-	0.50
	3 V. D. Temperatura (+)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	-	-	-	0.50
	4 V. D. Temperatura (-)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	-	-	-	0.50

Em resultado das combinações consideradas, apresenta-se a envolvente de esforços nas longarinas para as várias combinações quase-permanentes realizadas.

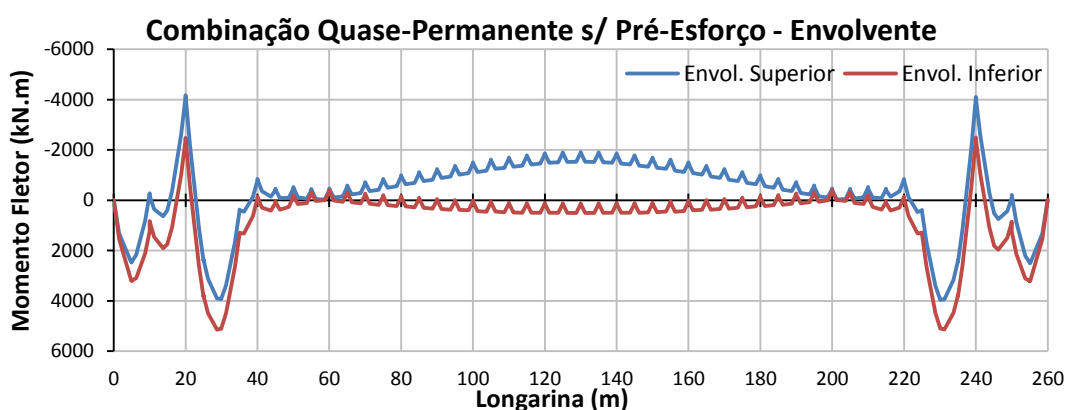


Fig. 102 – Diagrama de momentos fletores da envolvente de combinações quase permanentes nas longarinas

Como se pode observar na Fig. 102, o momento máximo negativo é de -4100kN.m sobre o apoio da travessa e o momento máximo positivo é de 5100kN.m localizado na transição para a zona suspensa. Sabendo que as ações variáveis são variações de temperatura, pode-se concluir que a maior perturbação se encontra na zona central do tabuleiro apesar de não ser condicionante na verificação dos estados limite de utilização e último do tabuleiro.

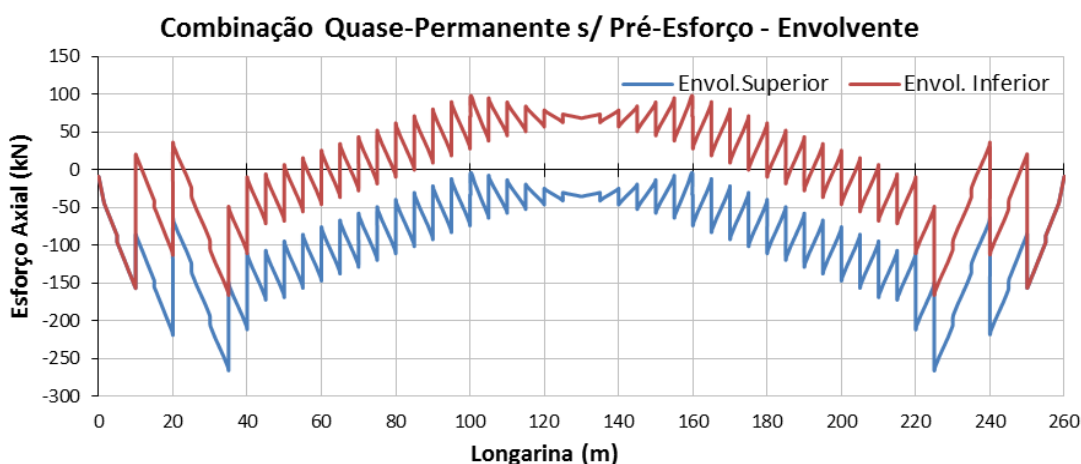


Fig. 103 – Diagrama de esforços axiais da envolvente de combinações quase-permanentes nas longarinas

Os esforços axiais variam de 100 kN à compressão a 260kN à tração. Os esforços axiais no tabuleiro surgem devidos à curvatura em perfil longitudinal do tabuleiro. Pode-se ainda verificar que a perturbação existente ao longo do tabuleiro resulta dos sucessivos apoios elásticos, tirantes e montantes.

De acordo com a envolvente de esforços observados foi apenas considerada a parcela onde o efeito das ações for desfavorável para a verificação em causa.

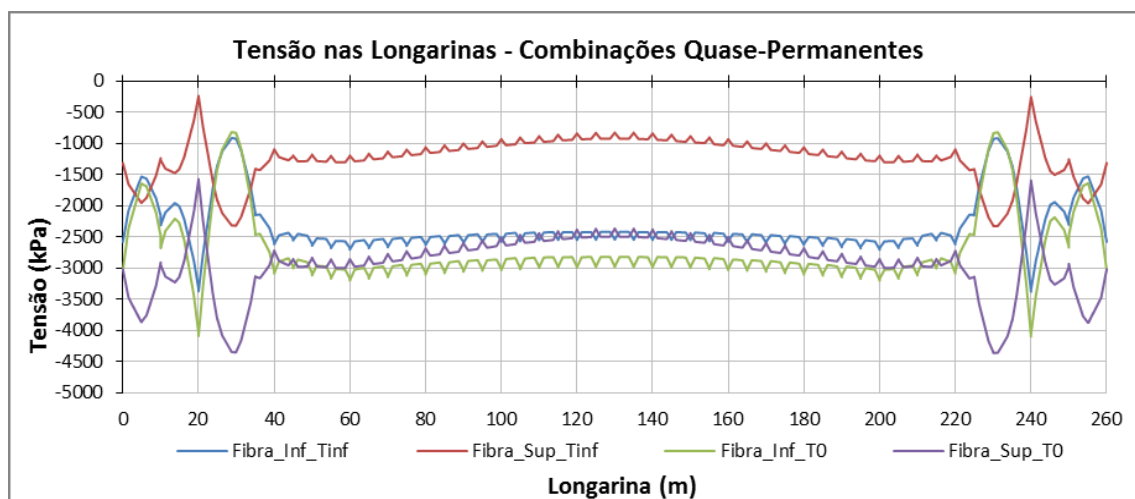


Fig. 104 – Tensões nas longarinas nas combinações quase-permanentes (T_0 e T_{inf})

Foram determinadas as tensões do tabuleiro, na fibra inferior, para a combinação quase permanente, obtendo-se uma compressão mínima de $\sigma = -0.25$ MPa, na transição da zona apoiada com a suspensão.

Para a fibra superior, a tensão de compressão mínima toma o valor de $\sigma = -0.9$ MPa, pelo que está assim verificado o estado limite de descompressão do tabuleiro para um pré-esforço útil de 18000kN/longarina.

Uma vez que está verificado o estado limite de descompressão na estrutura para a combinação quase permanente, está automaticamente verificado o estado limite último de fadiga nos elementos de betão armado pré-esforçado.

5.6.2.2. Estado limite de fendilhação

De acordo com o artigo 7.3 da EN1992-2 e considerando uma classe de exposição ambiental XS1, o valor máximo da abertura de fendas, determinado para a combinação frequente de ações, não deve ocorrer descompressão.

As verificações foram realizadas para os dois instantes temporais referidos no ponto anterior considerando as combinações apresentadas na Tabela 21.

Tabela 21 – Tabela das combinações consideradas e respetivos fatores de majoração e minoração dos diferentes carregamentos para os estados limite utilização frequentes

COMB.	Ação Base	PPP+TIR +RCP	PRE	CRD	ASS	SCR (TS)	SCR (UDL)	VNT	TMP
Frequente	1 SCR (UDL) c/ VUT (-)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	-	0.40	-	0.50
	2 SCR (UDL) c/ VUT (+)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	-	0.40	-	0.50
	3 SCR (TS) c/ VUT (-)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	0.75	-	-	0.50
	4 SCR (TS) c/ VUT (+)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	0.75	-	-	0.50
	5 SCR (UDL) c/ VDT (-)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	-	0.40	-	0.50
	6 SCR (UDL) c/ VDT (+)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	-	0.40	-	0.50
	7 SCR (TS) c/ VDT (-)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	0.75	-	-	0.50
	8 SCR (TS) c/ VDT (+)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	0.75	-	-	0.50
	9 Vento c/ VDT (-)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	-	-	0.20	0.50
	10 Vento c/ VDT (+)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	-	-	0.20	0.50
	11 Vento c/ VDT (-)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	-	-	0.20	0.50
	12 Vento c/ VDT (+)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	-	-	0.20	0.50
	13 V. U. Temperatura (+)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	-	-	-	0.60
	14 V. U. Temperatura (-)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	-	-	-	0.60
	15 V. D. Temperatura (+)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	-	-	-	0.60
	16 V. D. Temperatura (-)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	-	-	-	0.60

Na Fig. 105 apresenta a envolvente de esforços nas longarinas para as várias combinações frequentes consideradas:

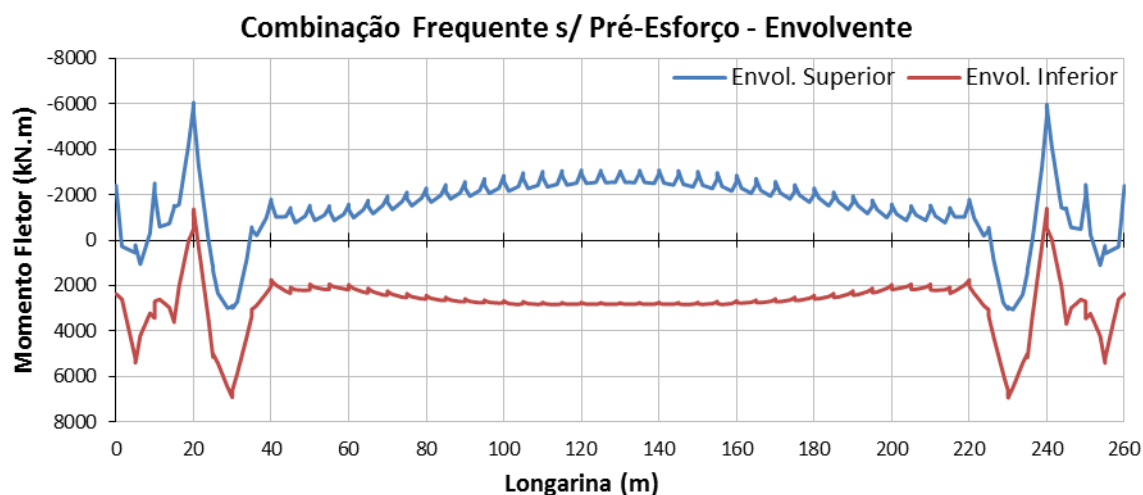


Fig. 105 – Diagrama de momentos fletores da envolvente de combinações frequentes nas longarinas

Para a envolvente dos momentos fletores referente à combinação frequente, o máximo negativo é de -6000kN.m sobre o apoio da travessa e o momento máximo positivo é de 7000kN.m localizado na transição para a zona suspensa. Comparativamente à envolvente de esforços das combinações quase permanentes, as ações base consideradas tiveram ainda em consideração, as devidas às sobrecargas rodoviárias, *UDL* e *TS*, e a ação do vento. Pode-se concluir pelos resultados obtidos para cada combinação frequente, que ocorre um aumento significativo dos momentos negativos e positivos na zona suspensa. Este aumento deve-se essencialmente à parcela das cargas *UDL* e *TS*. Os esforços provenientes das sobrecargas rodoviárias, *UDL* e *TS* foram obtidos recorrendo à alternância sequencial de cargas ao longo do tabuleiro, aplicando o princípio da sobreposição dos efeitos. Consequentemente, os esforços foram somado sempre que estes contribuíssem para o seu agravamento.

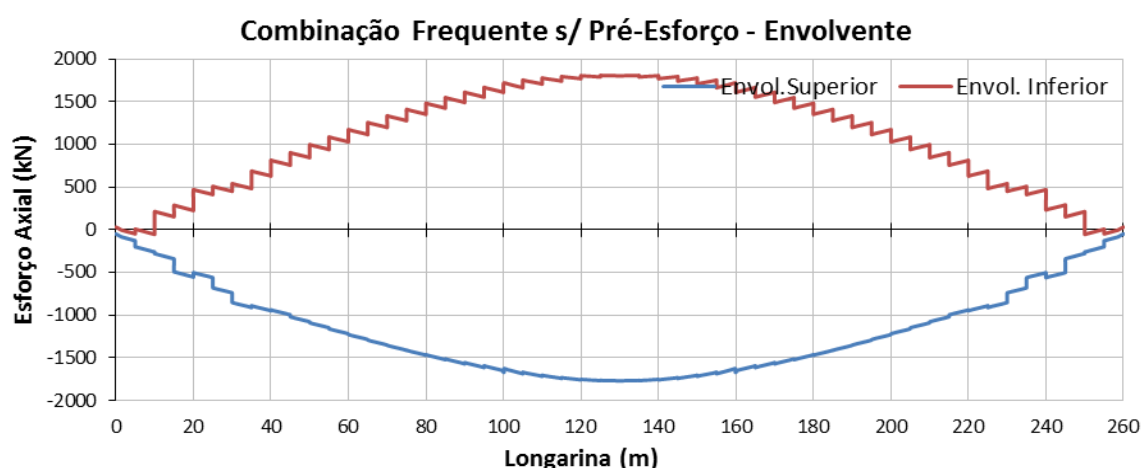


Fig. 106 – Diagrama de esforços axiais da envolvente de combinações frequentes nas longarinas

Os esforços axiais atuantes, simultaneamente com os momentos fletores, aumentam consideravelmente com a consideração das ações base, sobrecargas rodoviárias, variando os esforços de 1700 kN à compressão e 1700kN à tração.

A quantificação das tensões para as combinações frequentes foi feita de acordo com a envolvente de esforços obtidos. Assim, foi apenas considerada a parcela onde o efeito das ações for desfavorável para a verificação em causa.

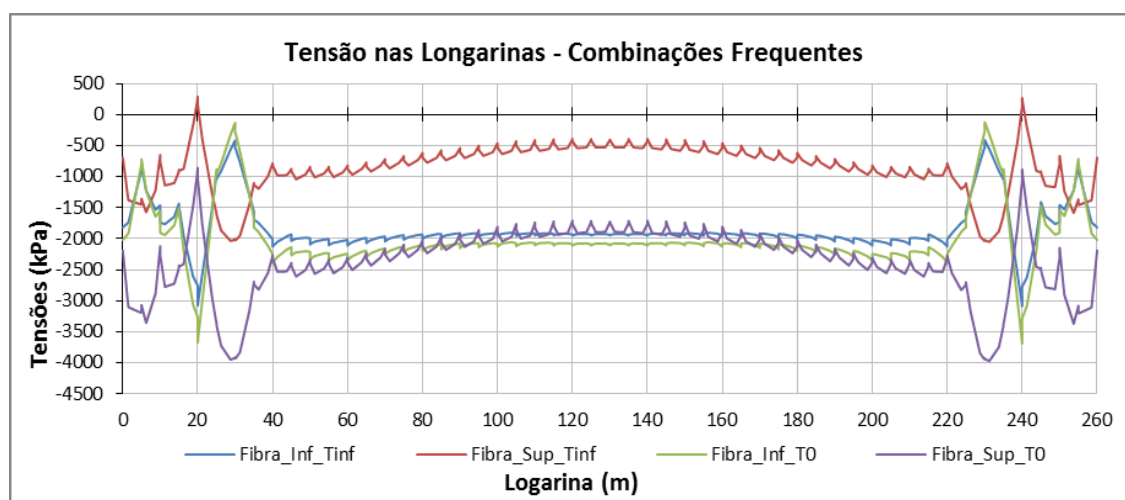


Fig. 107 – Tensões nas longarinas nas combinações frequentes (T_0 e T_{inf})

Pela análise do gráfico apresentado na Fig. 107, pode-se verificar que o estado limite de fendilhação é garantido, pois as tensões obtidas são todas de compressão, apesar de, na zona onde o tabuleiro apoia sobre a travessa ocorrer uma ligeira descompressão, que pode ser desprezada atendendo a que a fibra não está em contacto direto com possíveis agentes corrosivos.

5.6.2.3. Compressão máxima no betão

De acordo com o artigo 7.2 da EN1992-2 a máxima compressão do betão deve ser limitada a $0.6 f_{ck}$ para a combinação característica de ações. As verificações foram realizadas para os dois instantes temporais referidos no subcapítulo 5.6.2.1., considerando as combinações apresentadas na Tabela 22.

Tabela 22 – Tabela das combinações consideradas e os respetivos fatores de majoração e minoração dos diferentes carregamentos para os estados limite utilização característica

COMB.	Ação Base	PPP+TIR +RCP	PRE	CRD	ASS	SCR (TS)	SCR (UDL)	VNT	TMP
Característica	1 SCR (UDL) c/ VUT (-)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	0.75	1.00	0.20	0.60
	2 SCR (UDL) c/ VUT (+)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	0.75	1.00	0.20	0.60
	3 SCR (TS) c/ VUT (-)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	1.00	0.40	0.20	0.60
	4 SCR (TS) c/ VUT (+)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	1.00	0.40	0.20	0.60
	5 SCR (UDL) c/ VDT (-)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	0.75	1.00	0.20	0.60
	6 SCR (UDL) c/ VDT (+)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	0.75	1.00	0.20	0.60
	7 SCR (TS) c/ VDT (-)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	1.00	0.40	0.20	0.60
	8 SCR (TS) c/ VDT (+)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	1.00	0.40	0.20	0.60
	9 Vento c/ VDT (-)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	0.75	0.40	1.00	0.60
	10 Vento c/ VDT (+)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	0.75	0.40	1.00	0.60
	11 Vento c/ VDT (-)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	0.75	0.40	1.00	0.60
	12 Vento c/ VDT (+)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	0.75	0.40	1.00	0.60
	13 V. U. Temperatura (+)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	0.75	0.40	0.20	1.00
	14 V. U. Temperatura (-)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	0.75	0.40	0.20	1.00
	15 V. D. Temperatura (+)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	0.75	0.40	0.20	1.00
	16 V. D. Temperatura (-)	1.00	1.00	1.00	0.00/1.00	0.75	0.40	0.20	1.00

As combinações foram avaliadas para as mesmas ações base utilizadas nas combinações frequentes. Deste modo apresenta-se a envolvente de esforços nas longarinas para as várias combinações características.

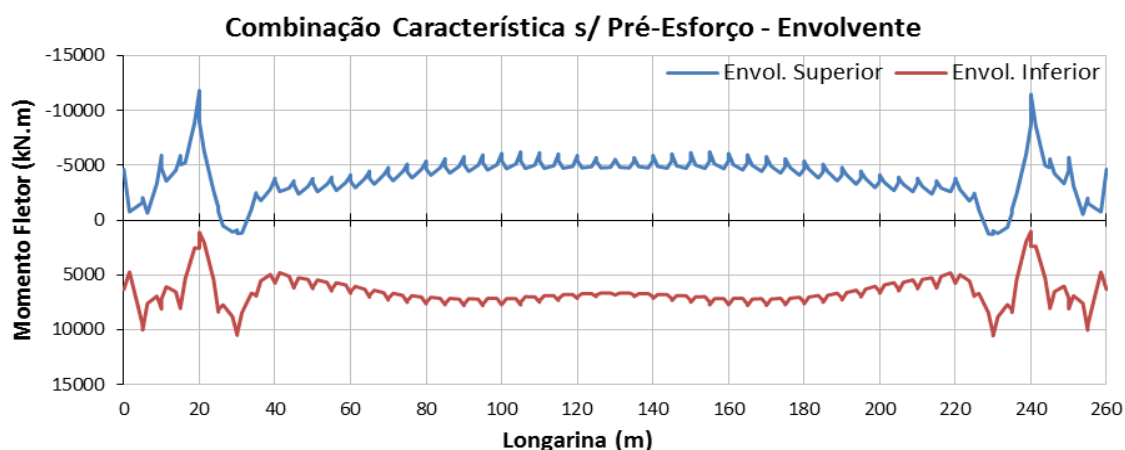


Fig. 108 – Diagrama de momentos fletores da envolvente de combinações características nas longarinas

Na envolvente dos momentos fletores para a combinação característica, o máximo valor negativo é de -12000kN.m sobre o apoio da travessa e o momento positivo de 10000kN.m aos 5 e 30m dos encontros do tabuleiro.

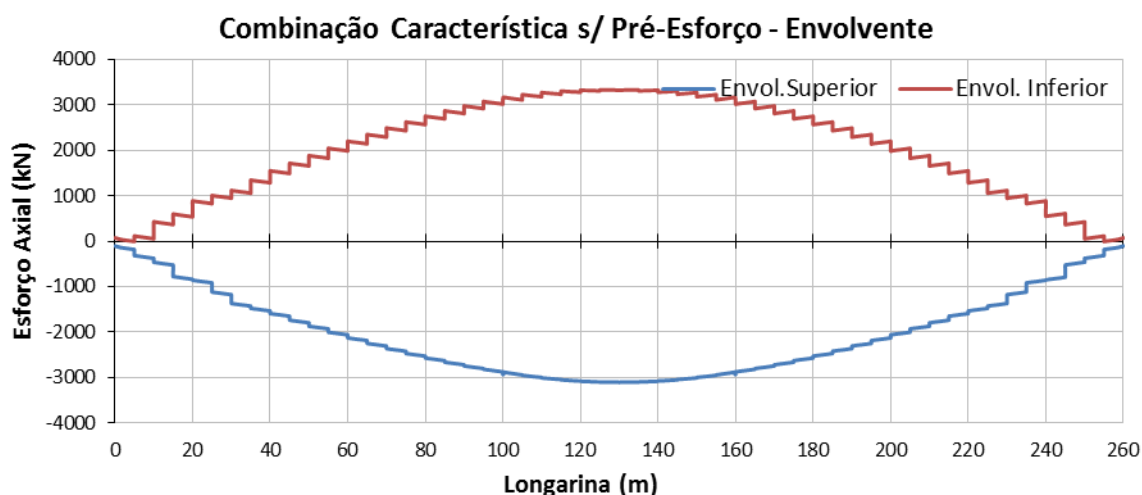
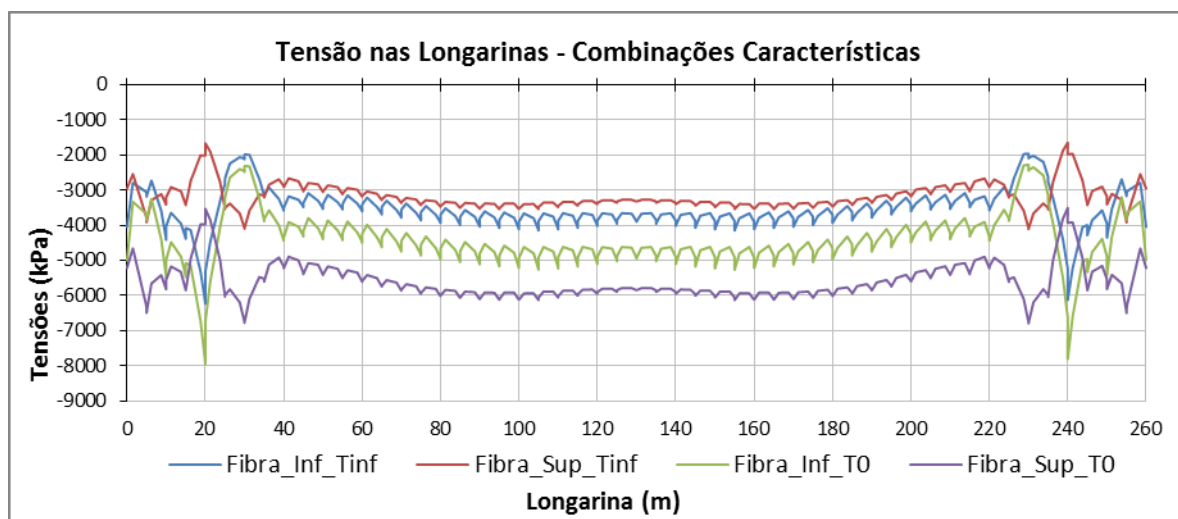


Fig. 109 – Diagrama de esforços axiais da envolvente de combinações características nas longarinas

Para as combinações características, os esforços máximos ocorrem na zona central do tabuleiro devido à sua curvatura e às forças de pré-esforço aplicadas no tirantes. Para a combinação característica, o esforço axial máximo de compressão e tração apresentam o valor de 3400kN e 3300kN, respetivamente.

Da envolvente de esforços obtidos foi considerada a parcela onde o efeito das ações é desfavorável para a verificação em causa. Para tal procurou-se analisar as combinações onde estas implicassem maior tensão de compressão.

Fig. 110 – Tensões nas longarinas para combinações características (T_0 e T_{inf})

Para a combinação característica, a máxima tensão de compressão no betão do tabuleiro observada tem o valor de $\sigma = -8.0$ MPa, valor inferior a 60% do valor característico de resistência do betão à compressão, $0.6 f_{ck} = 30$ MPa.

5.6.2.4. Deformação

Conforme seria expectável, a grande parte da deformação vertical verificada deve-se ao peso próprio do arco. Esta deformação, de valor máximo 2.17cm, na zona central, não é considerada na verificação dos estados limites do tabuleiro em consequência do processo construtivo adotado. Uma vez que o arco é totalmente construído em primeiro lugar, as deformações instantâneas não terão influência na deformação do tabuleiro. As deformações diferidas do arco por retração e fluência não foram consideradas uma vez que podem ser anuladas pela aplicação de uma contra-fecha no momento do fecho do arco.

Deste modo, a análise das deformações do tabuleiro, teve em consideração apenas o peso próprio do tabuleiro e dos tirantes.

A verificação das deformações foi efetuada para as combinações quase-permanentes e para a parcela frequente causada pelas cargas rodoviárias UDL e TS.

A configuração da deformada máxima global da estrutura na verificação para as combinações quase-permanentes é apresentada na Fig. 111.

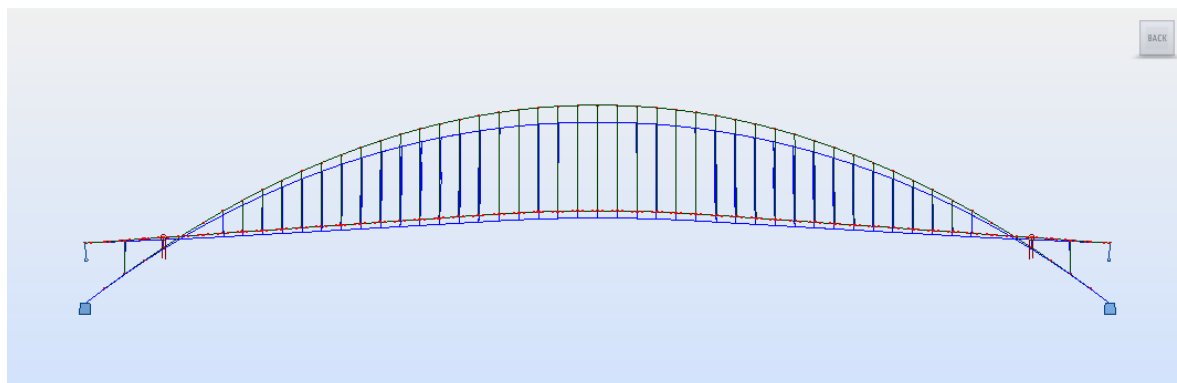


Fig. 111 – Configuração da deformada máxima global da estrutura para a combinação quase permanente mais desfavorável

Feita a análise para as possíveis combinações de carga, obteve-se a configuração da deformada máxima no tabuleiro correspondente à ação variável base, variação uniforme da temperatura negativa. A Fig. 112 mostra a máxima deformação ao longo do tabuleiro para as respetivas combinações quase-permanentes consideradas.

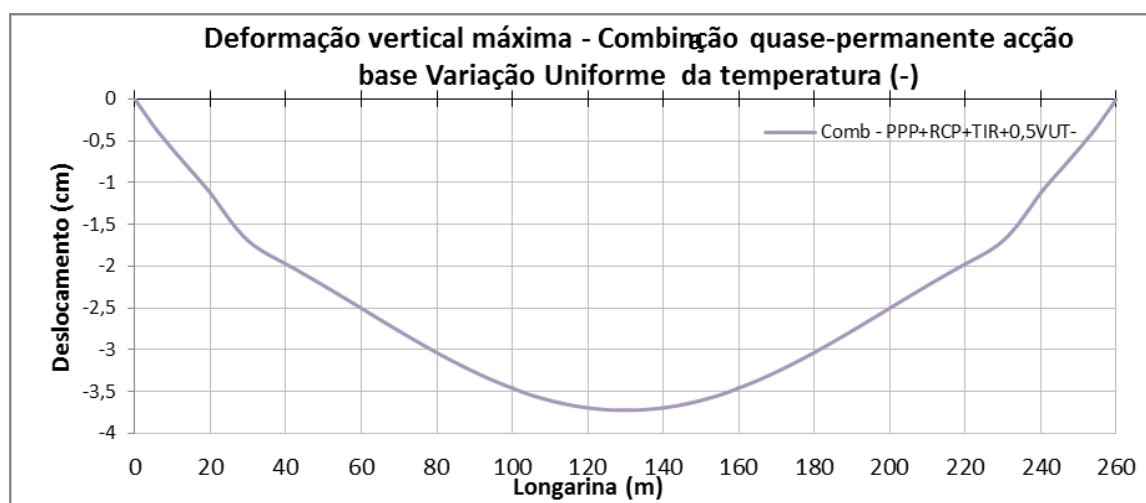


Fig. 112 – Deformação vertical máxima para a combinação quase-permanente mais desfavorável

A máxima deformação vertical verificada pelas combinações quase-permanentes consideradas é de 3,7cm, correspondendo à relação $l/\delta = 7027$. Considera-se assim verificado o estado limite de deformação, sendo a deformação sempre inferior à relação $l/\delta = 600$.

O modo de obtenção da deformada correspondente à parcela frequente das sobrecargas foi analisado do mesmo modo que a quantificação dos esforços. Considerando a sucessiva alternância de cargas, é possível determinar as zonas onde as cargas originam a deformação máxima. A seguir apresentam-se os locais de carga para que seja possível obter a maior deformação.

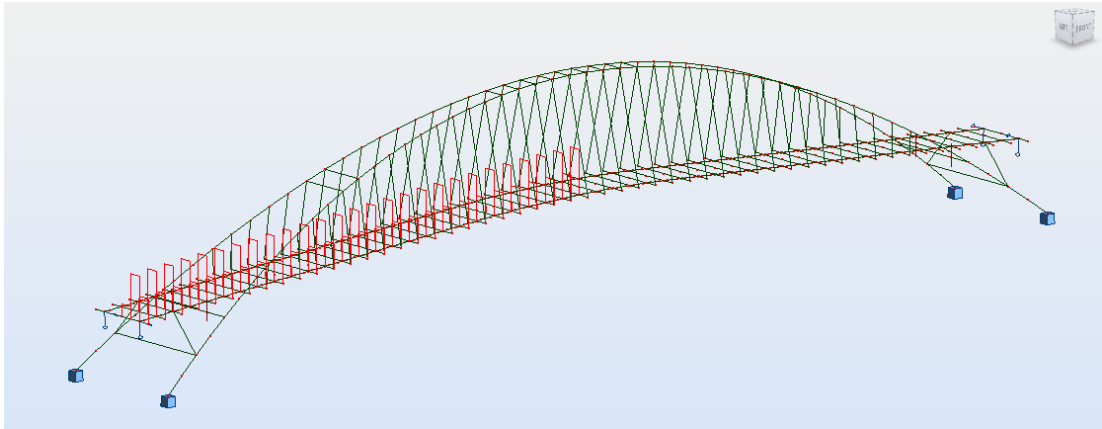


Fig. 113 – Caso de Carga em que produz maior deformada na estrutura

A configuração da deformada máxima global da estrutura produzida para o caso de carga está apresentada na Fig. 114.

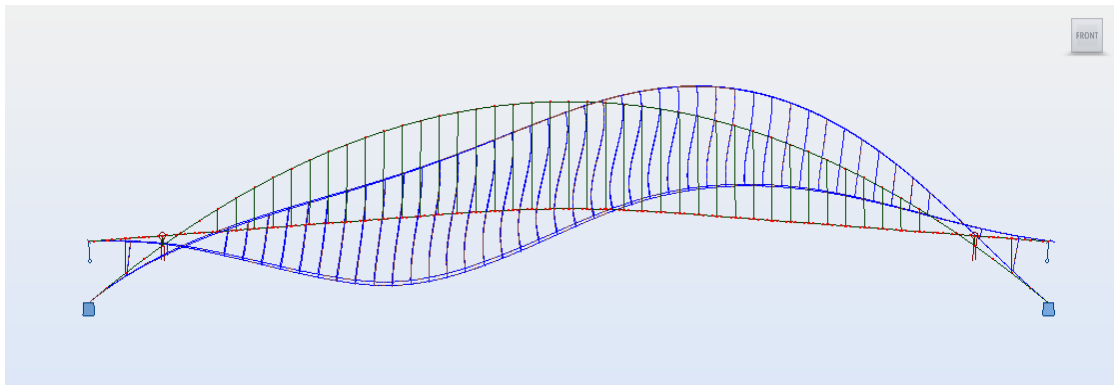


Fig. 114 – Configuração da deformada máxima global da estrutura causada apenas pela parcela das sobrecargas rodoviárias

Analisando apenas o tabuleiro, verifica-se que a deformada máxima para o caso de carga mais desfavorável ilustrado na Fig. 113 é de 2.4cm.

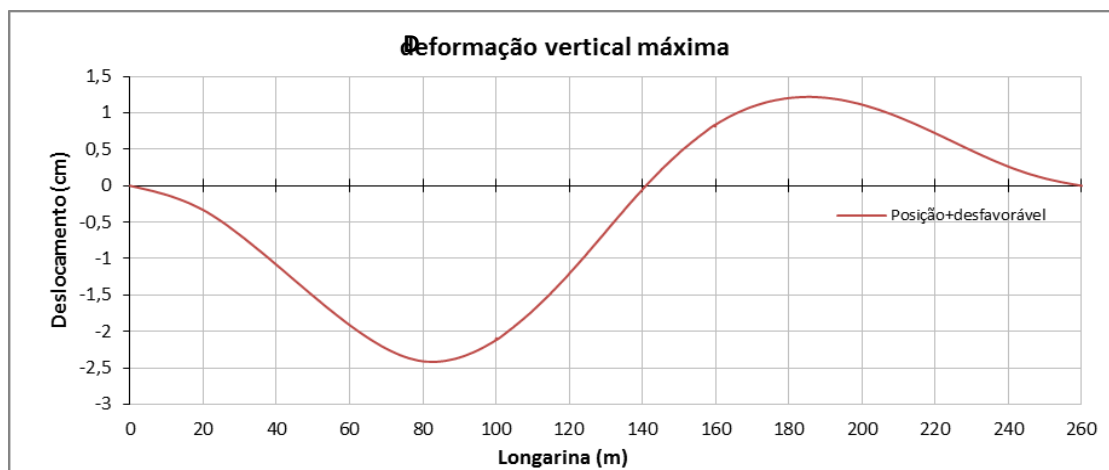


Fig. 115 – Deformação vertical máxima causada pela parcela frequente das sobrecargas na posição mais desfavorável

A máxima deformação vertical causada pela parcela frequente das sobrecargas corresponde à relação $l/\delta = 10833$, considerando-se verificado o estado limite de deformação, sendo que a deformação é sempre superior à relação $l/\delta = 1000$.

5.6.3. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

5.6.3.1. Esforços de cálculo

Os esforços de dimensionamento foram obtidos a partir dos esforços característicos, multiplicando-os pelos coeficientes de segurança regulamentares recomendados pelo Eurocódigo. As combinações para o cálculo do tabuleiro foram feitas de acordo com as expressões observadas na Tabela 23.

Tabela 23 – Tabela síntese das combinações consideradas e os respetivos fatores de majoração e minoração dos diferentes carregamentos para o estado limite último (STR)

COMB.	Ação Base	PPP+TIR +RCP	PRE	CRD	ASS	SCR (TS)	SCR (UDL)	VNT	TMP
Estado Limite Último (STR)	1 SCR (UDL) c/ VUT (-)	1.00/1.35	1.00/1.35	1.00/1.35	0.00/1.35	1.13	1.50	0.30	0.90
	2 SCR (UDL) c/ VUT (+)	1.00/1.35	1.00/1.35	1.00/1.35	0.00/1.35	1.13	1.50	0.30	0.90
	3 SCR (TS) c/ VUT (-)	1.00/1.35	1.00/1.35	1.00/1.35	0.00/1.35	1.50	0.60	0.30	0.90
	4 SCR (TS) c/ VUT (+)	1.00/1.35	1.00/1.35	1.00/1.35	0.00/1.35	1.50	0.60	0.30	0.90
	5 SCR (UDL) c/ VDT (-)	1.00/1.35	1.00/1.35	1.00/1.35	0.00/1.35	1.13	1.50	0.30	0.90
	6 SCR (UDL) c/ VDT (+)	1.00/1.35	1.00/1.35	1.00/1.35	0.00/1.35	1.13	1.50	0.30	0.90
	7 SCR (TS) c/ VDT (-)	1.00/1.35	1.00/1.35	1.00/1.35	0.00/1.35	1.50	0.60	0.30	0.90
	8 SCR (TS) c/ VDT (+)	1.00/1.35	1.00/1.35	1.00/1.35	0.00/1.35	1.50	0.60	0.30	0.90
	9 Vento c/ VDT (-)	1.00/1.35	1.00/1.35	1.00/1.35	0.00/1.35	1.13	0.60	1.50	0.90
	10 Vento c/ VDT (+)	1.00/1.35	1.00/1.35	1.00/1.35	0.00/1.35	1.13	0.60	1.50	0.90
	11 Vento c/ VDT (-)	1.00/1.35	1.00/1.35	1.00/1.35	0.00/1.35	1.13	0.60	1.50	0.90
	12 Vento c/ VDT (+)	1.00/1.35	1.00/1.35	1.00/1.35	0.00/1.35	1.13	0.60	1.50	0.90
	13 V. U. Temperatura (+)	1.00/1.35	1.00/1.35	1.00/1.35	0.00/1.35	1.13	0.60	0.30	1.50
	14 V. U. Temperatura (-)	1.00/1.35	1.00/1.35	1.00/1.35	0.00/1.35	1.13	0.60	0.30	1.50
	15 V. D. Temperatura (+)	1.00/1.35	1.00/1.35	1.00/1.35	0.00/1.35	1.13	0.60	0.30	1.50
	16 V. D. Temperatura (-)	1.00/1.35	1.00/1.35	1.00/1.35	0.00/1.35	1.13	0.60	0.30	1.50

A seguir apresentam-se as envolventes de esforços resultantes das combinações consideradas:

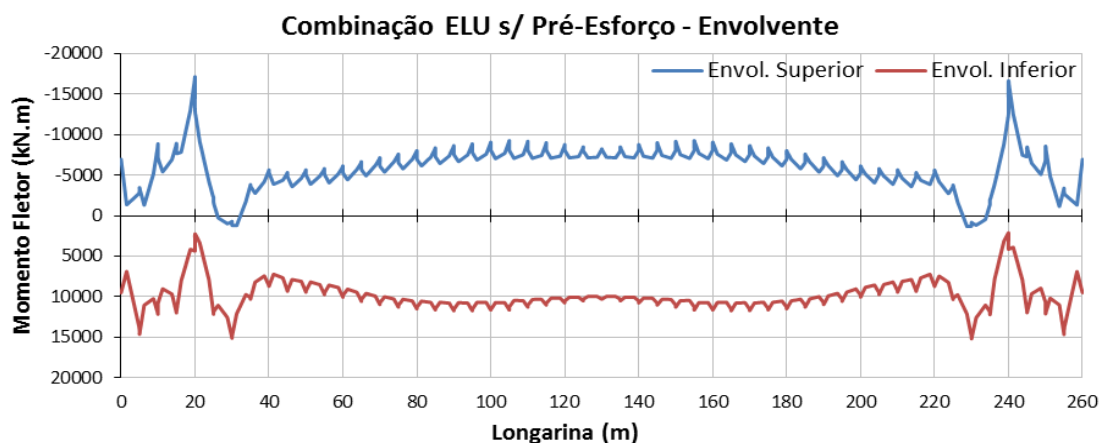


Fig. 116 – Diagrama de momentos fletores da envolvente de combinações ELU nas longarinas

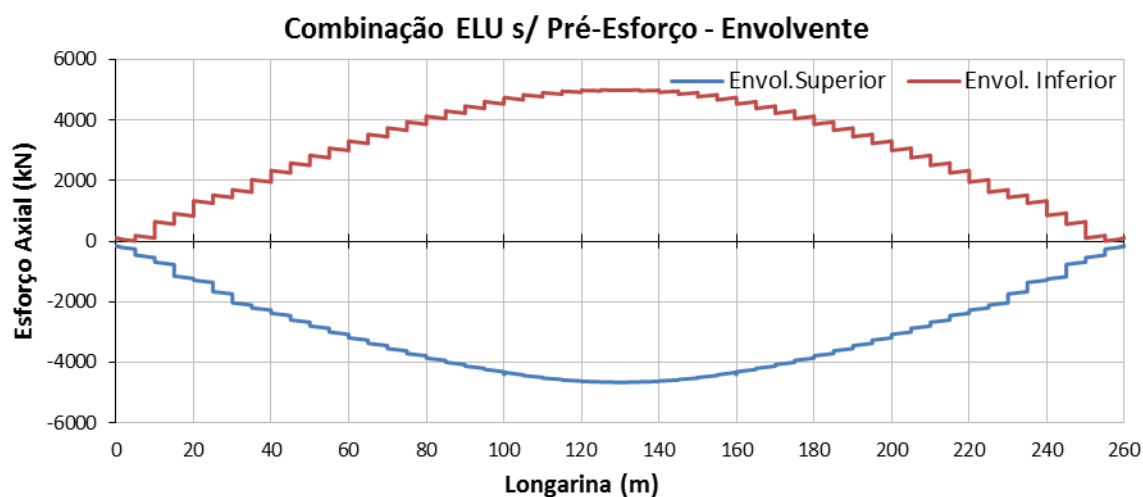


Fig. 117 – Diagrama de esforços axiais da envolvente de combinações ELU nas longarinas

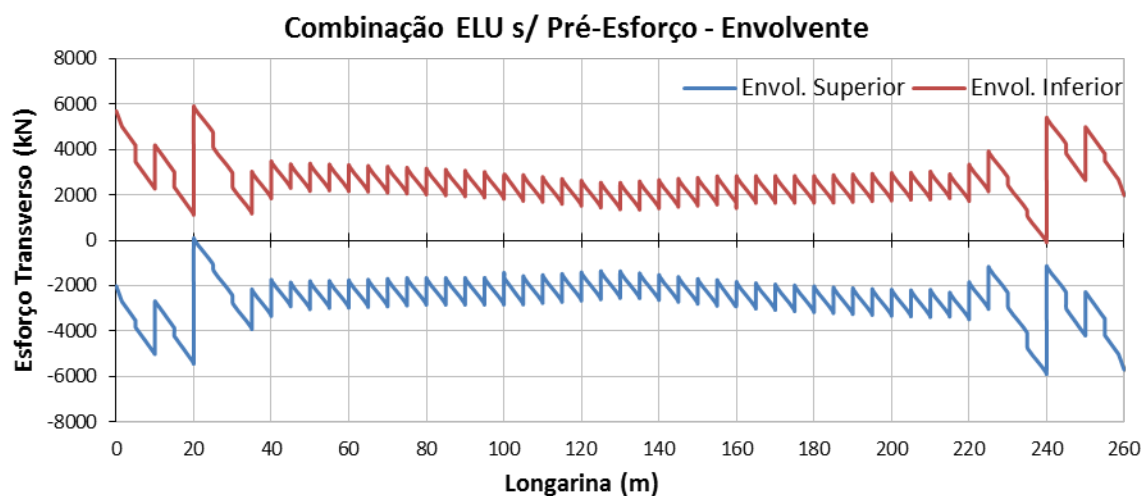


Fig. 118 – Diagrama de esforços transversos da envolvente de combinações ELU nas longarinas

5.6.3.2. Resistência à flexão

A verificação da resistência à flexão do tabuleiro em betão pré-esforçado foi realizada para a fase imediatamente após a entrada em serviço da ponte e de exploração. Para a análise e dimensionamento das secções transversais recorreu-se ao programa de cálculo automático *FAGUS*. Este programa permite o cálculo de secções com qualquer forma poligonal, dotadas de armaduras passivas e ativas, permite conhecer as características geométricas e mecânicas das mesmas e, também, a verificação da resistência da secção submetida à flexão composta ou desviada com base na hipótese de Bernoulli de a secção permanecer plana quando sujeita a solicitações.

A armadura longitudinal inferior base é constituída por dois planos de Ø16//0.15 nas zonas de vão suspenso, sendo nas zonas de vão apoiado por dois planos de Ø20//0.15. A armadura longitudinal superior base é constituída por dois planos de Ø12//0.20 em ambas as zonas. Além disso foi desprezada a armadura central da laje e armadura das faces verticais das vigas, não sendo considerada para a resistência da secção, estando-se do lado da segurança.

A armadura mínima de flexão foi determinada de acordo com o ponto (6.1) da EN1992-2:

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{(z_s f_{yk})} \quad (5.48.)$$

em que M_{rep} corresponde ao momento de fendilhação da secção sem pré-esforço e z_s é o braço obtido em estado limite último. Da expressão (5.48) obteve-se uma armadura mínima de 40.6 cm² (C50/60; S500) para flexão positiva e 43.5 cm² para flexão negativa. As armaduras dispostas são superiores à armadura mínima em ambos os casos.

Os esforços resistentes de cálculo foram determinados pelo programa considerando as armaduras ativas e passivas apresentadas nas peças desenhadas do projeto.

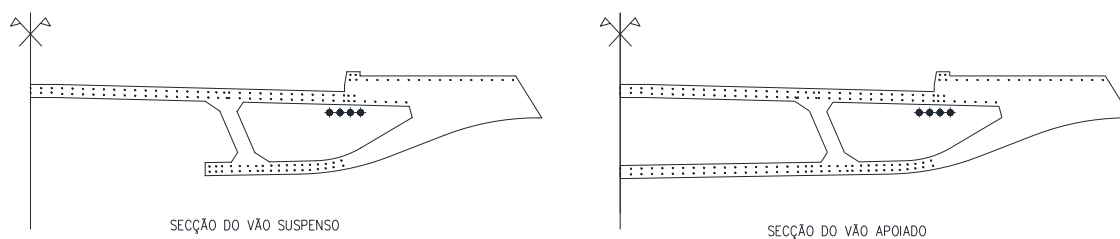


Fig. 119 – Secções consideradas no cálculo

Os valores máximos dos momentos fletores atuantes e resistentes do tabuleiro em betão pré-esforçado são apresentados na Tabela 24.

Tabela 24 – Resultados obtidos do dimensionamento para a flexão composta

Secção	Med (kN.m)	Armadura de Flexão	Mrd/Med
Zona de vão suspenso (As+)	11717	2planos Ø20/0.20	1.58
Zona de vão suspenso (As-)	-9263	2planos Ø12/0.20	1.30
Zona de vão apoiado (As+)	15182	2planos Ø20/0.15	1.30
Zona de vão apoiado (As-)	-17042	2planos Ø12/0.20	1.28

5.6.3.3. Resistência ao esforço transversal e à torção

A verificação da segurança ao esforço transversal foi realizada de acordo com a EN1992-1-1 para as zonas de vão suspenso e apoiado do tabuleiro. A área de armadura requerida por efeitos de corte é obtida da relação:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{ed}}{Z \times f_{ywd} \times \cot \theta} \quad (5.49.)$$

A armadura transversal de torção A_{st} a adicionar à armadura de esforço transversal é determinada a partir da seguinte expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{ed}}{2 \times A_k \times f_{ywd} \times \cot \theta} \quad (5.50.)$$

A armadura longitudinal de torção foi determinada de acordo com o artigo 6.3.2 da EN1992-2:

$$A_{sl} = \frac{T_{ed} \times U_k \times \cot \theta}{2 \times A_k \times f_{ywd}} \quad (5.51.)$$

em que:

- T_{ed} é o momento torsor atuante de cálculo;
- U_k e A_k são o perímetro e a área de torção, respetivamente, definidos a partir da espessura eficaz das paredes da secção.

Considerou-se um ângulo de bielas de 30° ($\cot \theta = 1.70$), valor que é compatível com a estabilidade das bielas dada pela relação:

$$\frac{T_{ed}}{T_{rd,máx}} + \frac{V_{ed}}{V_{rd,máx}} \leq 1,0 \quad (5.52.)$$

Na Tabela 25 são apresentados os valores atuantes de cálculo do esforço transversal máximo V_{ed} , do momento torsor máximo T_{ed} e da armadura transversal adotada.

Tabela 25 – Resultados obtidos do dimensionamento para o esforço transversal

Secção	V_{ed} (kN)	T_{ed} (kN.m)	Armadura de esforço transversal
<i>Zona de vão suspenso</i>	5906	71	Ø16/0.10 (2ramos)
<i>Zona de vão apoiado</i>	3483	141	Ø16/0.10 (3ramos)

A armadura transversal mínima foi determinada a partir do ponto (9.2.2) da EN1992-1-1, obtendo-se $20.6 \text{ cm}^2/\text{m}$. Adotou-se como armadura mínima Ø16/0.10 (2 ramos), à qual corresponde uma área de $42 \text{ cm}^2/\text{m}$.

5.7. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES NO ARCO

5.7.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A análise à verificação dos estados limites efetuada para os dois arcos são avaliados em concordância com as combinações consideradas na verificação do tabuleiro.

Atendendo à variação de secção e esforços atuantes ao longo do desenvolvimento do arco, a análise de tensões é efetuada de forma a obter os esforços máximos para cada tipo de secção. Tendo em consideração que se pretende efetuar um dimensionamento geral, não é necessário o nível de tensão em todo o arco, mas sim os determinantes para verificação das secções utilizadas. Os arcos estão sujeitos a flexão composta desviada e como tal o eixo neutro varia consecutivamente com a relação dos esforços atuantes, N_x , M_y e M_z . Em resultado as fibras mais comprimidas e tracionadas estão localizados em pontos diferentes ao longo do seu desenvolvimento.

Depois de analisados os esforços obtidos das combinações do estados limites de utilização e último constatou-se que os pontos mais desfavoráveis encontram-se na secção do encontro, no fecho e a 80m do encontro do arco.

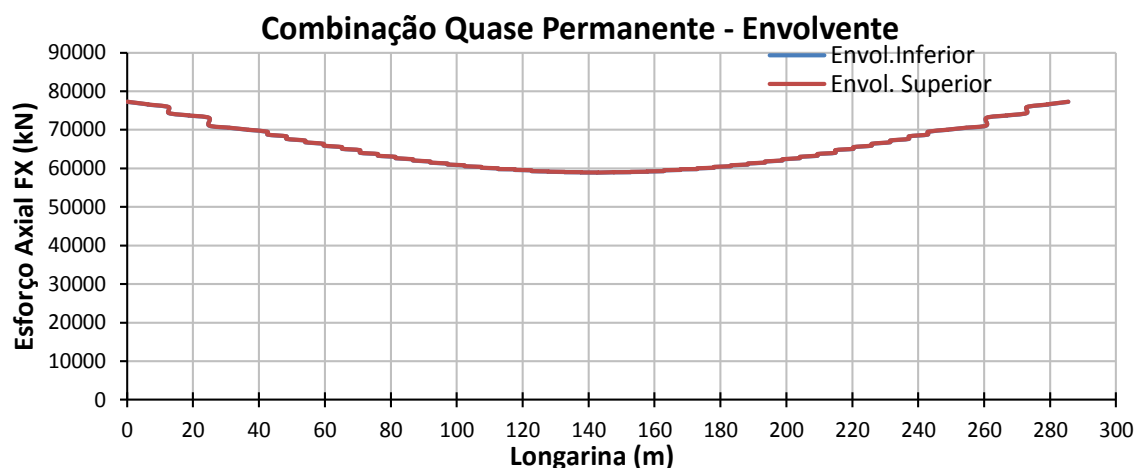
Os resultados dos esforços máximos obtidos para as combinações consideradas encontram-se no anexo A.

5.7.2. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Os estados limites de utilização são verificados de acordo para as combinações de ações quase-permanentes, frequentes e características na verificação da descompressão, fendilhação e compressão máxima do betão respetivamente.

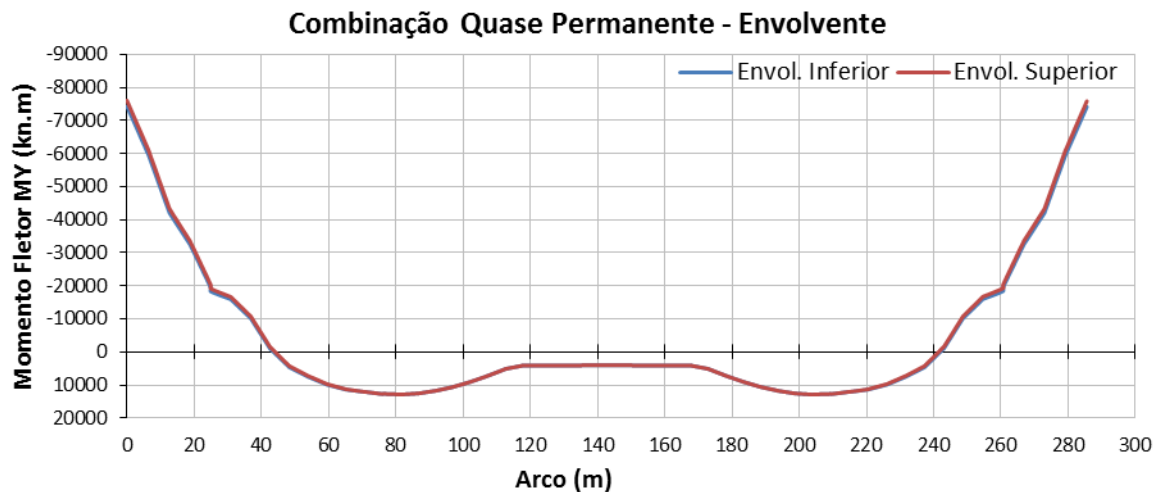
5.7.2.1. Estado limite de descompressão

De acordo com o artigo 7.3 da EN1992-2 para a classe de exposição ambiental XS1, o estado limite de descompressão deve se verificar para a combinação quase permanente (CQP). A seguir apresentam-se as envolventes de esforços no arco para as várias combinações quase permanentes tendo sido consideradas como ações base, as variações de temperatura.

Fig. 120 – Diagrama de esforços axiais N_x da envolvente de combinações quase-permanentes no arco

Como se pode constatar pelos diagramas de esforços axiais e momentos fletores, a parcela referente às ações variáveis não condiciona o nível de esforços em todo o desenvolvimento do arco devido à importância que as cargas-permanentes, principalmente o peso próprio da estrutura, tomam sobre os esforços totais atuantes.

Os esforços axiais N_x tomam assim, o valor máximo à compressão de 77253kN nos encontros do arco e mínimo de -58886kN a meio vão.

Fig. 121 – Diagrama de momentos fletores M_y da envolvente de combinações quase-permanentes no arco

No que diz respeito aos momentos fletores M_y , estes tomam o valor mínimo de -76033kN.m nos encontros e máximo de 12878kN.m aos 81m de desenvolvimento. Pode se verificar que os momentos fletores diminuem à medida que se aproximam do centro dos arcos, o que se deve à união dos mesmos naquele local. A razão pela qual se torna necessário variar a secção do arco para conseguir uma solução eficiente é explícita quando se observa a configuração dos momentos fletores e esforços axiais.

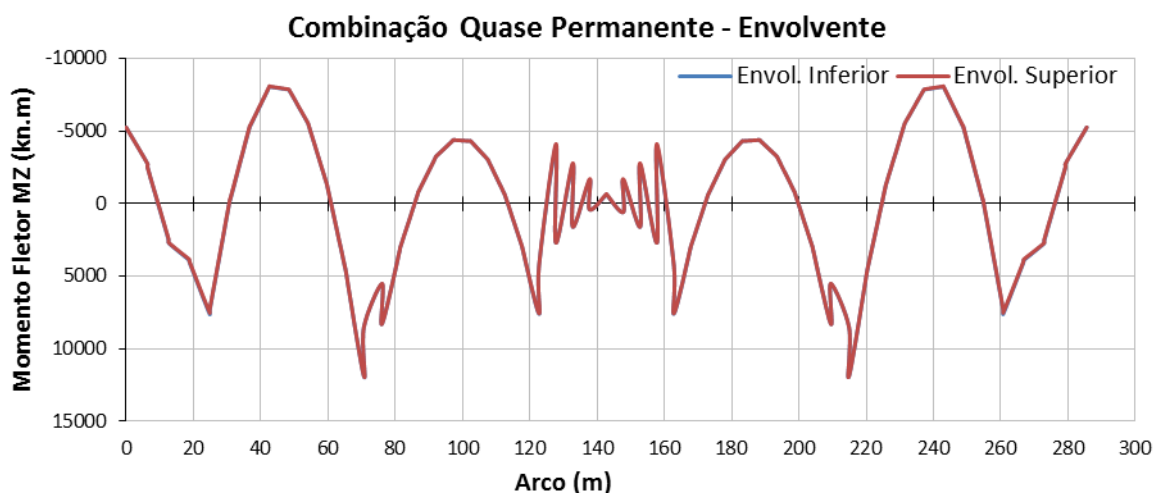


Fig. 122 – Diagrama de momentos fletores M_z da envolvente de combinações quase permanentes no arco

Os momentos fletores M_z tomam o valor mínimo de -8084kN.m a 41m do encontro do arco e máximo de 11894kN.m aos 70m. A existência de momentos fletores em torno do eixo Z deve-se ao desenvolvimento tridimensional dos arcos e ao efeito hiperestático provocado pelos elementos de contraventamento, materializados por travessas localizadas aos 25 e 70m dos encontros e à união dos arcos.

Em presença das envolventes de esforços é apenas considerada a parcela onde o seu efeito for desfavorável para a verificação em causa, tendo sido analisada para as secções referidas nas considerações gerais.

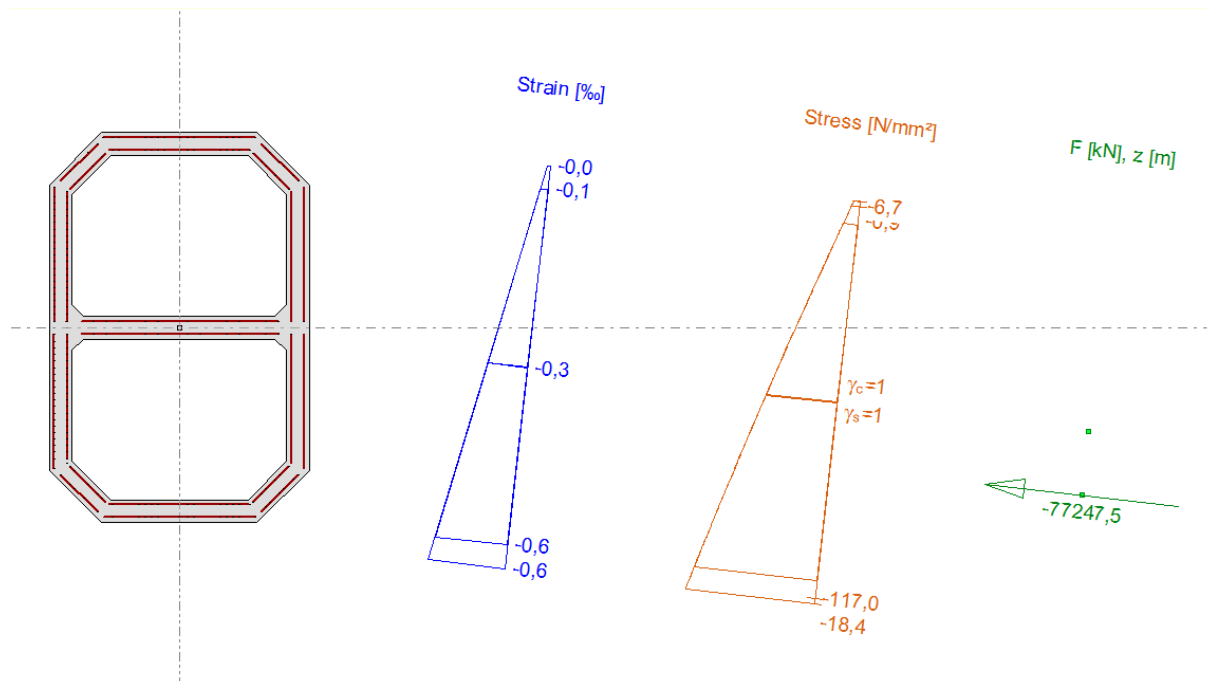


Fig. 123 – Diagrama de tensões na secção de encontro do arco para as combinação quase-permanente, ação base sobrecarga UDL

Com recurso ao programa *Fagus-4* verifica-se que a secção condicionante se localiza nos encontros dos arcos. Pode verificar-se pela Fig. 123, que a secção se encontra toda comprimida para as combinações quase permanentes consideradas com o valor mínimo de 6.7MPa e máximo de 18.4MPa, verificando-se assim o estado limite de descompressão no arco.

5.7.2.2. Estado limite de fendilhação

De acordo com o artigo 7.3 da EN1992-2 para a classe de exposição ambiental XS1, o valor máximo da abertura de fendas para elementos de betão armado, determinado pela combinação frequente de ações, não deve exceder 0.3mm. Após a quantificação de esforços para as várias combinações apresenta-se na Fig. 124, a envolvente de esforços nos arcos.

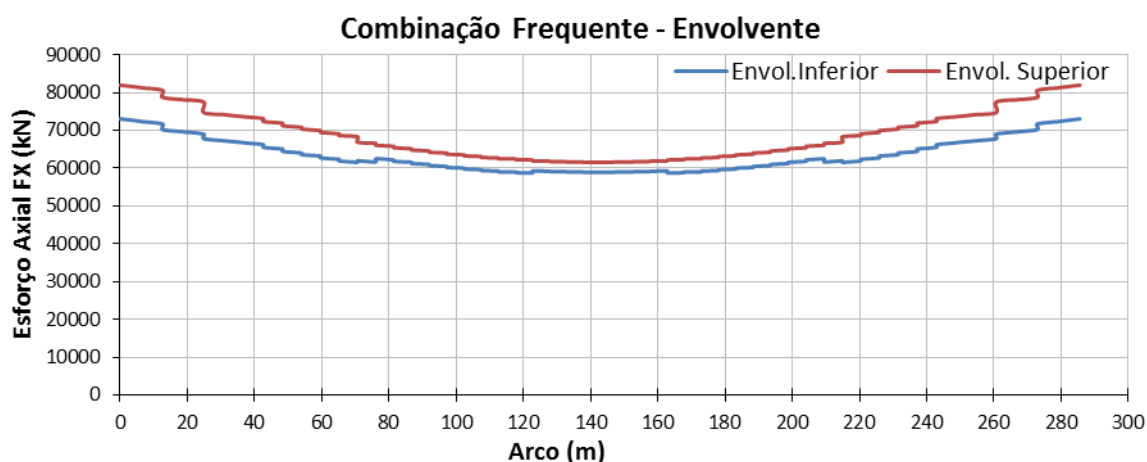


Fig. 124 – Diagrama de esforços axiais da envolvente de combinações frequentes no arco

De acordo com a Fig. 124, os esforços axiais N_x máximos ocorrem nos encontros dos arcos apresentando o valor de 80219kN à compressão e mínimo de 59608kN na zona central.

Para além da variação de temperatura foram consideradas as sobrecargas rodoviárias e a ação do vento. Das diversas combinações consideradas, a ação base condicionante foi a sobrecarga rodoviária UDL, alterando significativamente a configuração dos momentos fletores M_y .

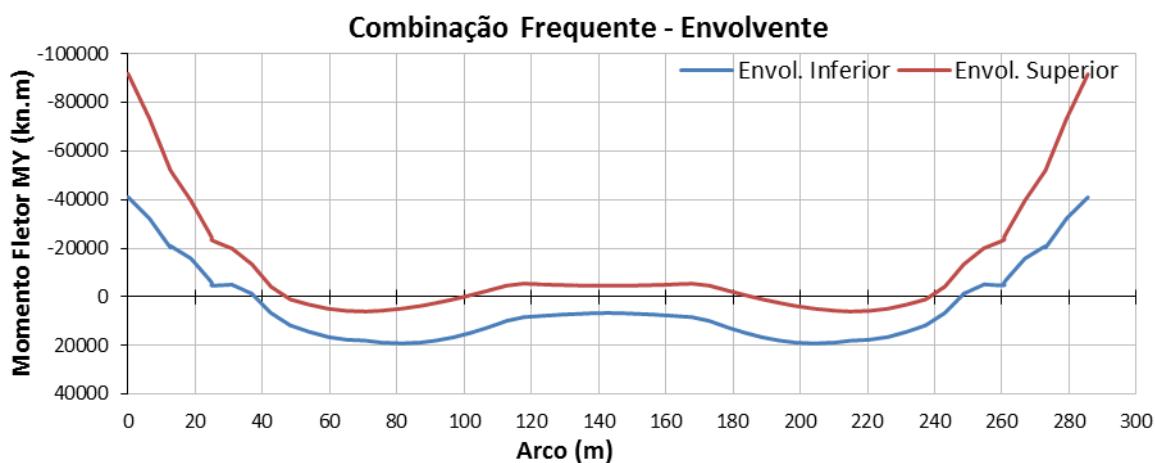


Fig. 125 – Diagrama de momentos fletores M_y da envolvente de combinações frequentes no arco

Como se pode observar pelo diagrama de momentos fletores referente às combinações frequentes consideradas nos arcos, os momentos fletores máximos negativos tomam o valor de -91839kN.m e positivo de 19163kN.m aos 70m de desenvolvimento do arco.

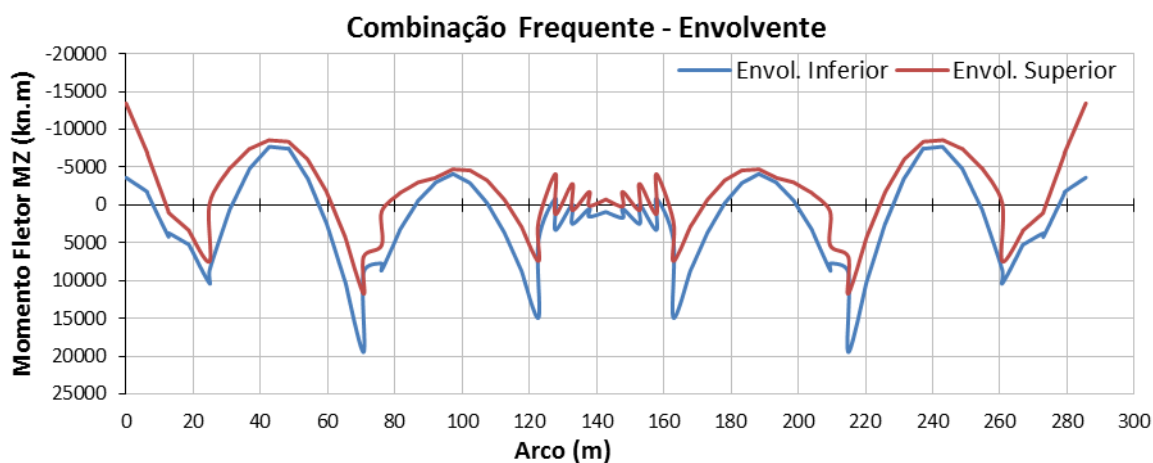


Fig. 126 – Diagrama de momentos fletores M_z da envoltória de combinações frequentes no arco

Os momentos fletores M_z máximos negativos ocorrem nos encontros do arco com -13446kN.m e positivos na zona de contraventamento com 19345kN.m correspondente à combinação com ação base vento.

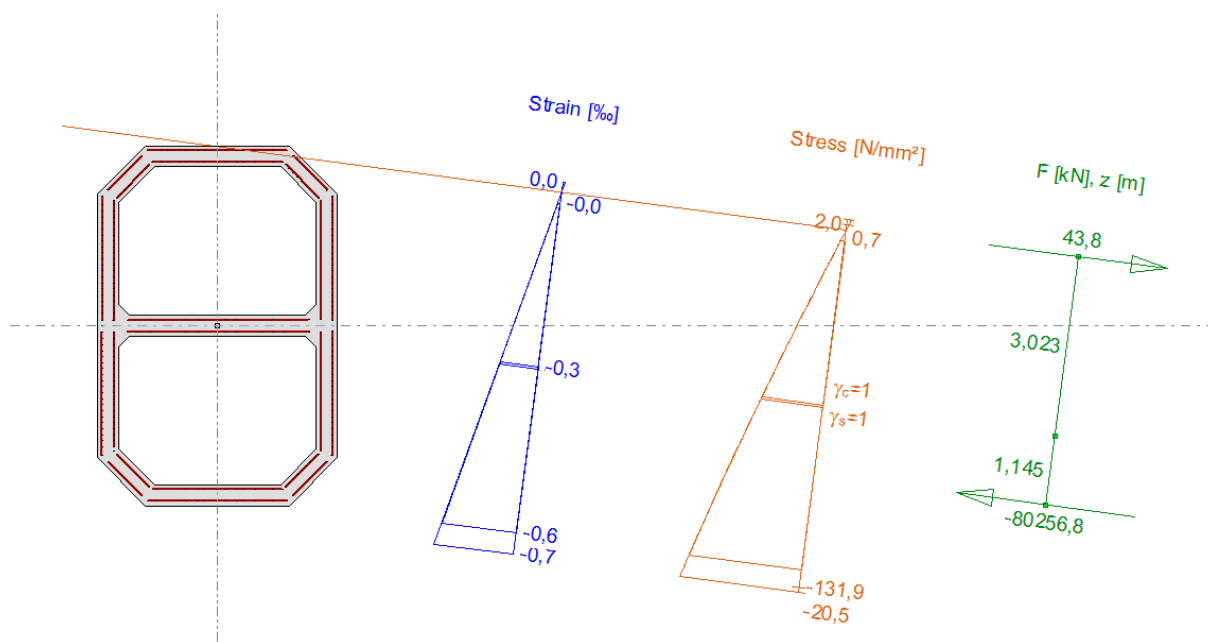


Fig. 127 – Diagrama de tensões na secção de encontro do arco para a combinação frequente, ação base sobrecarga UDL

Pela análise da Fig. 127, verificou-se para a combinação mais desfavorável, ação base sobrecarga UDL, que o estado limite de fendilhação é garantido, visto que as tensões de tração observadas são inferiores à capacidade resistente média do betão, $f_{ctm} = 4.1\text{MPa}$, dispensando ainda o cálculo de abertura de fendas.

5.7.2.3. Compressão máxima no betão

De acordo com o artigo 7.2 da EN1992-2 a máxima compressão do betão não deve exceder $0,6 f_{ck}$ para a combinação característica de ações. Das combinações consideradas obteve-se as envolventes de esforços representadas nas Fig. 128 à Fig. 130.

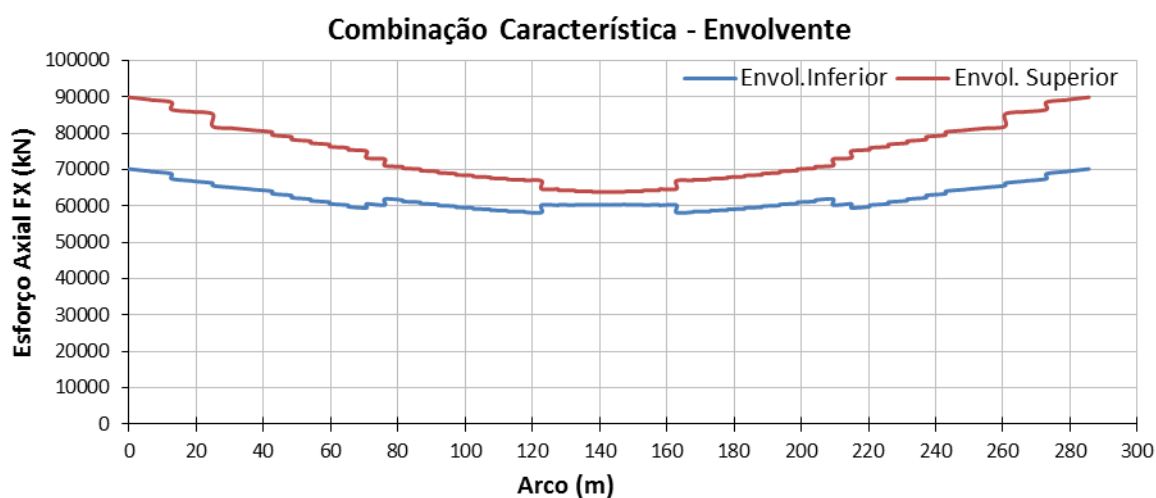


Fig. 128 – Diagrama de esforços axiais da envolvente de combinações características no arco

A combinação mais desfavorável à verificação de esmagamento é a ação base sobrecarga rodoviária UDL resultando o esforço máximo de compressão de 89326kN no encontro do arco e nas restantes secções em análise.

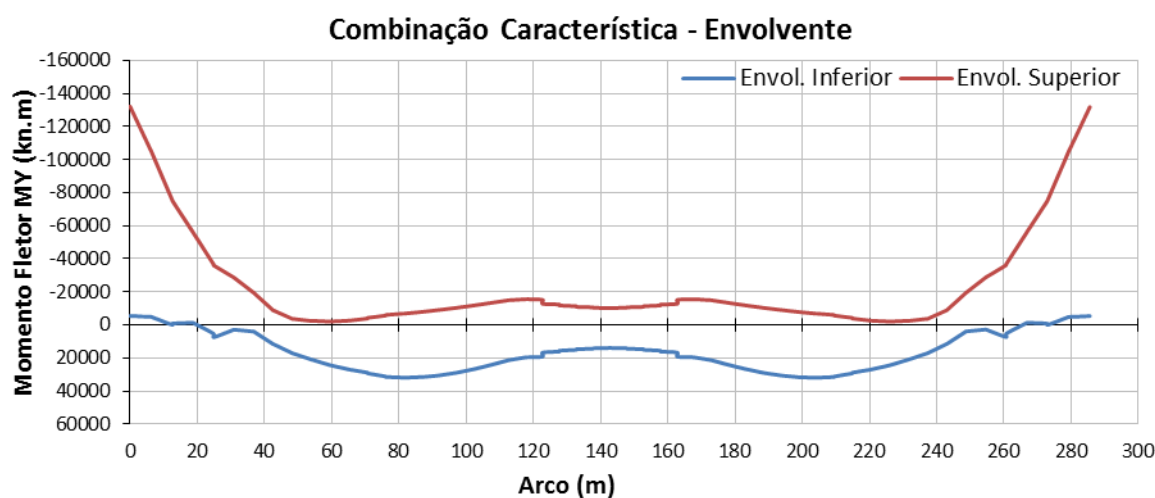


Fig. 129 – Diagrama de momentos fletores M_Y da envolvente de combinações características no arco

O agravamento da compressão nas fibras extremas das secções em análise provocado pela flexão é de -132170kN.m para a secção do encontro do arco, e de 31913kN.m para a secção a 81m dos encontros.

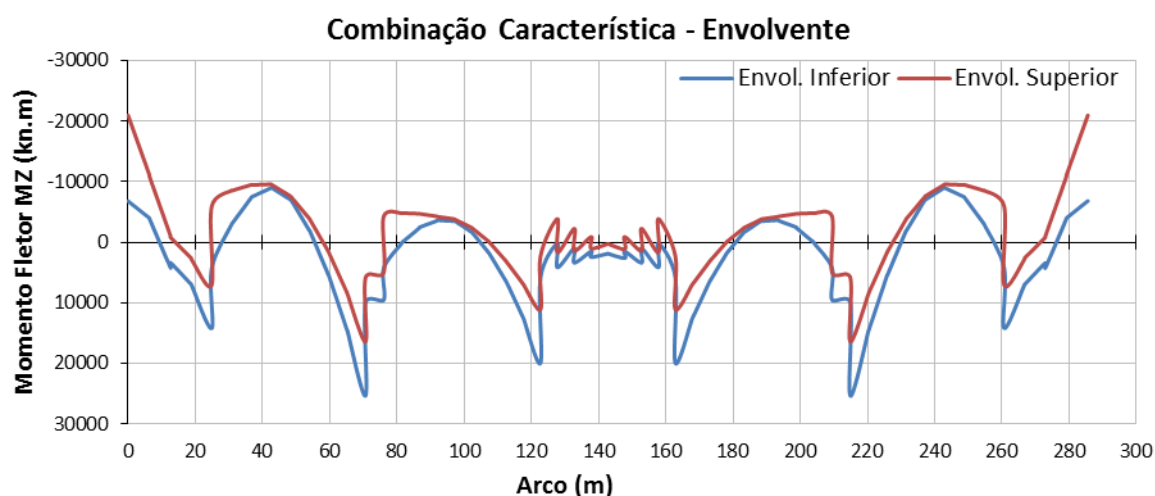


Fig. 130 – Diagrama de momentos fletores M_z da envolvente de combinações características no arco

Para os momentos fletores M_z , a secção condicionante localiza-se aos 70m dos encontros do arco apesar desta não ser condicionante na verificação em análise devido à grandeza dos momentos fletores segundo o eixo Y quando comparados com o eixo Z .

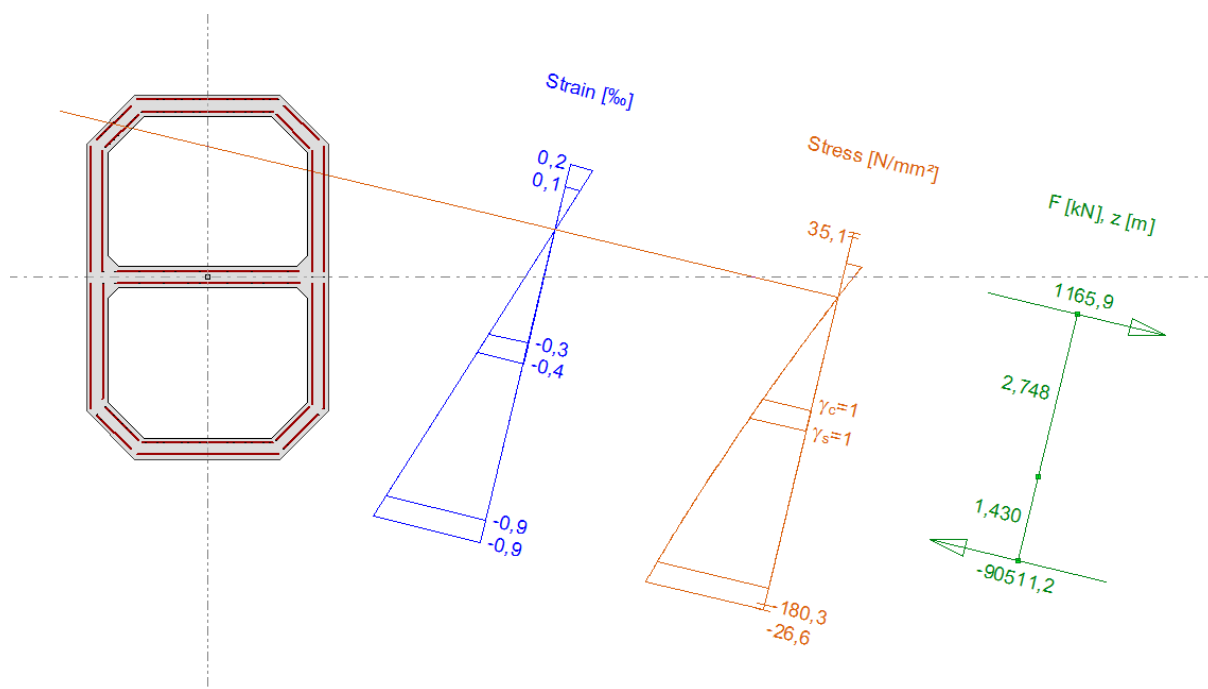


Fig. 131 – Diagrama de tensões na secção de encontro do arco para as combinações características

Para a combinação característica mais desfavorável, a máxima tensão de compressão no betão do arco observada é de 26.6 MPa, inferior a 60% do valor característico da resistência do betão à compressão, $0.6 f_{ck} = 30$ MPa. Desta forma estão asseguradas todas as verificações de utilização analisadas para os dois arcos.

5.7.3. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE ÚLTIMOS

5.7.3.1. Esforços de cálculo

Os esforços de dimensionamento foram obtidos a partir dos esforços característicos, multiplicando-os pelos coeficientes de segurança regulamentares recomendados pelo Eurocódigo. As combinações para cálculo do arco foram feitas de acordo com as expressões usadas para o dimensionamento do tabuleiro. Nas figuras que se seguem apresentam-se as envoltentes de esforços consideradas para o cálculo das armaduras dos arcos.

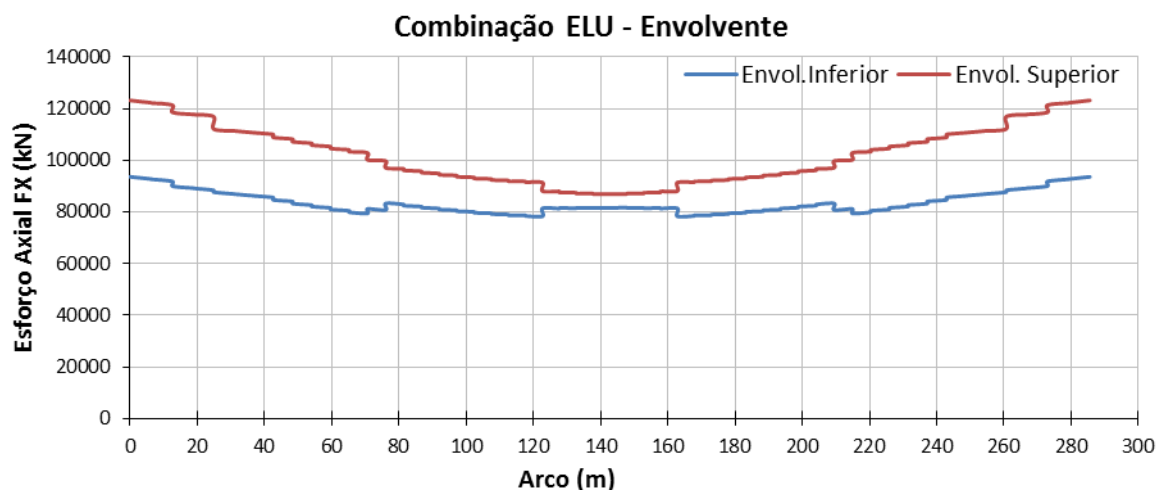
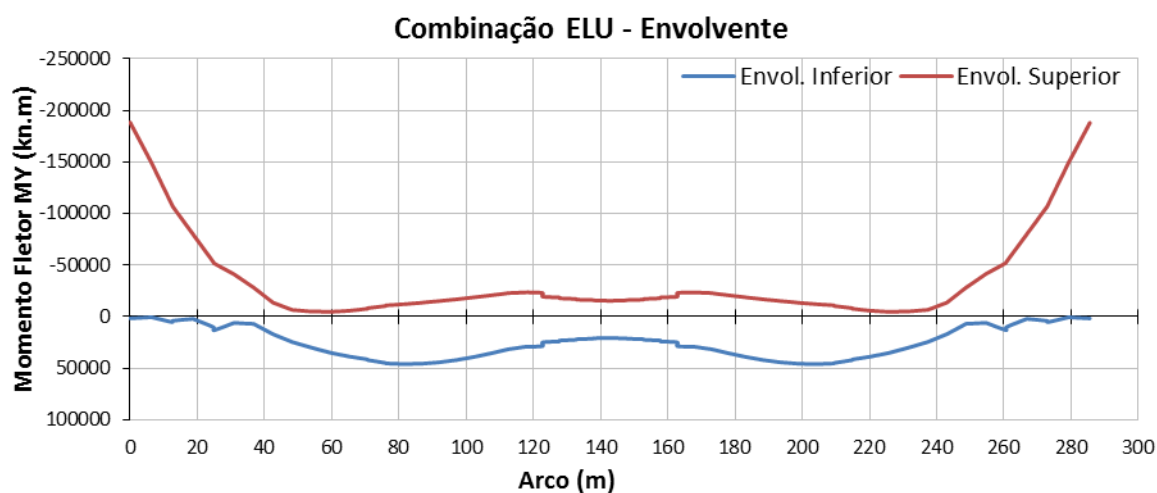


Fig. 132 – Diagrama de esforços axiais da envoltente de combinações estado limite último no arco

Fig. 133 – Diagrama de momentos fletores M_Y da envoltente de combinações estados limites último no arco

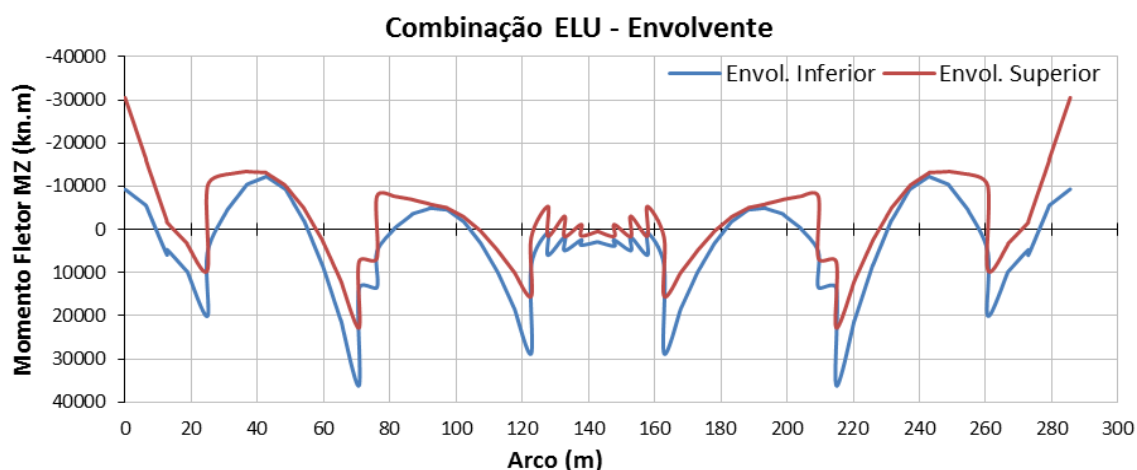


Fig. 134 – Diagrama de Momentos Fletores M_z da envolvente de combinações estados limites último no arco

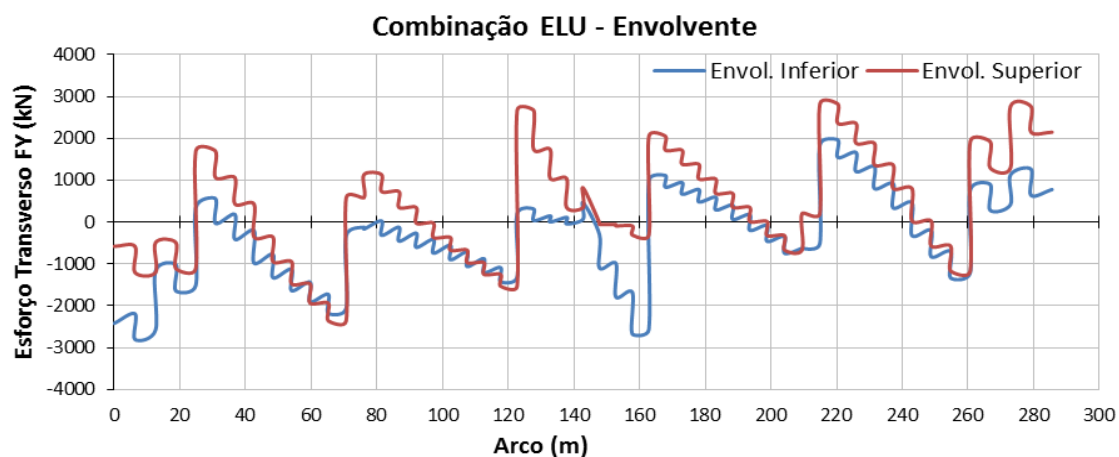


Fig. 135 – Diagrama de Esforços Transversos F_y da envolvente de combinações estados limites último no arco

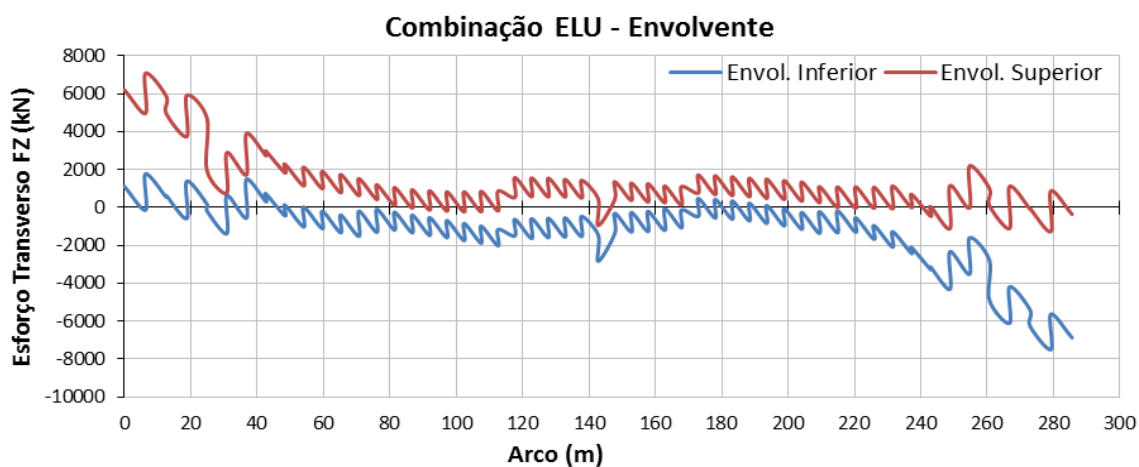


Fig. 136 – Diagrama de Esforços Transversos F_z da envolvente de combinações estados limites último no arco

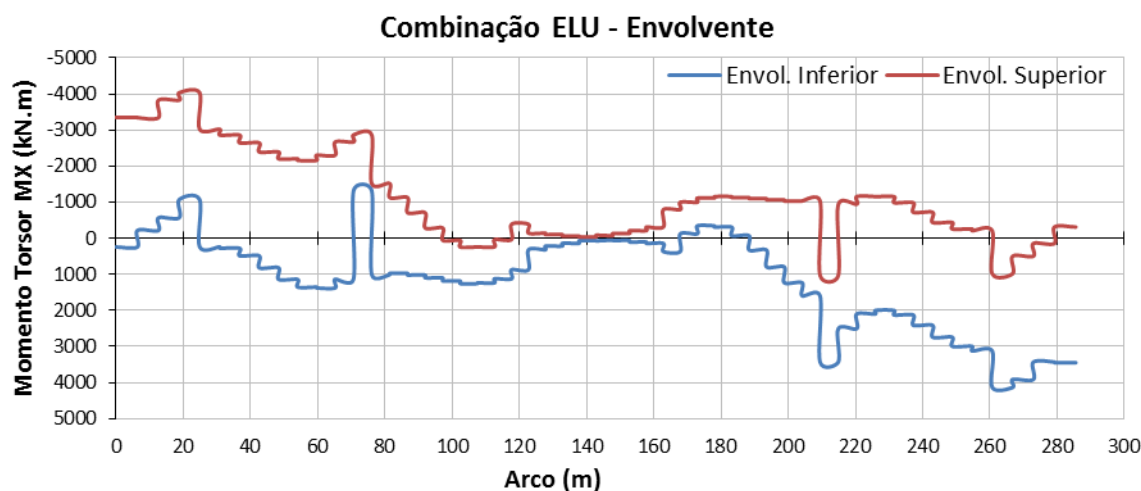


Fig. 137 – Diagrama de Momentos Torsores da envolvente de combinações estados limites último no arco

5.7.3.2. Resistência à flexão

A verificação da resistência à flexão do arco em betão armado foi realizada para a fase imediatamente após a entrada em serviço da ponte e em fase de exploração. Para a análise e dimensionamento das secções transversais recorreu-se ao programa de cálculo automático *Fagus-4*. A armadura longitudinal base é constituída por dois planos de Ø25//0.20 e reforçada na zona do encontro na zona superior da secção com dois planos de Ø25//0.20.

A armadura mínima de flexão obtida foi determinada de acordo com o ponto (6.1) da EN1992-2 já referida na análise efetuada para o tabuleiro. Deste modo obteve-se uma armadura mínima de 40.6 cm^2 (C50/60; S500) para flexão positiva. Apesar de não ser necessária armadura de flexão foi adotada a armadura mínima para pilares. As armaduras dispostas são superiores à armadura mínima em ambos os casos.

Os esforços resistentes de cálculo foram determinados pelo programa atrás referido considerando as armaduras apresentadas nas peças desenhadas do projeto de execução.

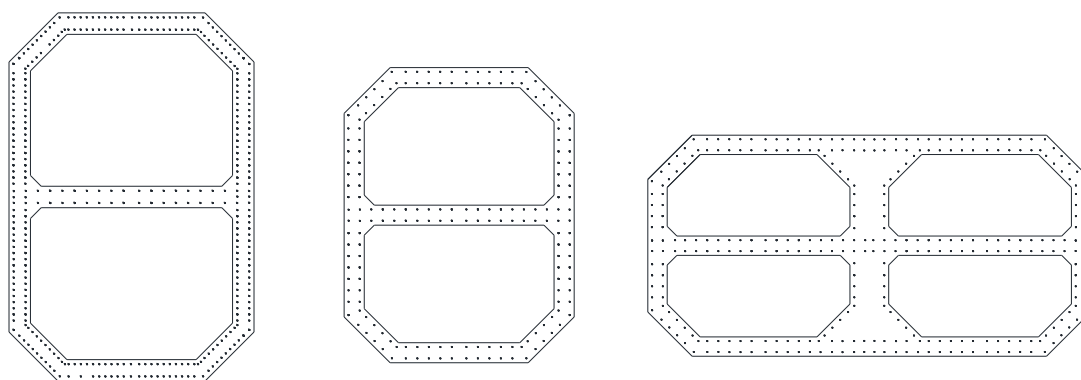


Fig. 138 – Secções consideradas no cálculo do arco

Os valores máximos dos momentos flectores atuantes e resistentes do arco em betão armado são apresentados na Tabela 26.

Tabela 26 – Resultados obtidos do dimensionamento para flexão composta desviada

Secção	Med _y (kN.m)	Med _z (kN.m)	Ned (kN)	Armadura de Flexão	Mrd/Med
Encontro do arco (x=0 m)	-188409	-30531	-122364	Ø25//0.20+ Ø25//0.20 (reforço)	1.15
x=80 m	46060	-3384	-96002	Ø20//0.20	1.98
Meio vão (x=130 m)	41730	2620	-86133	Ø20//0.20	2.14

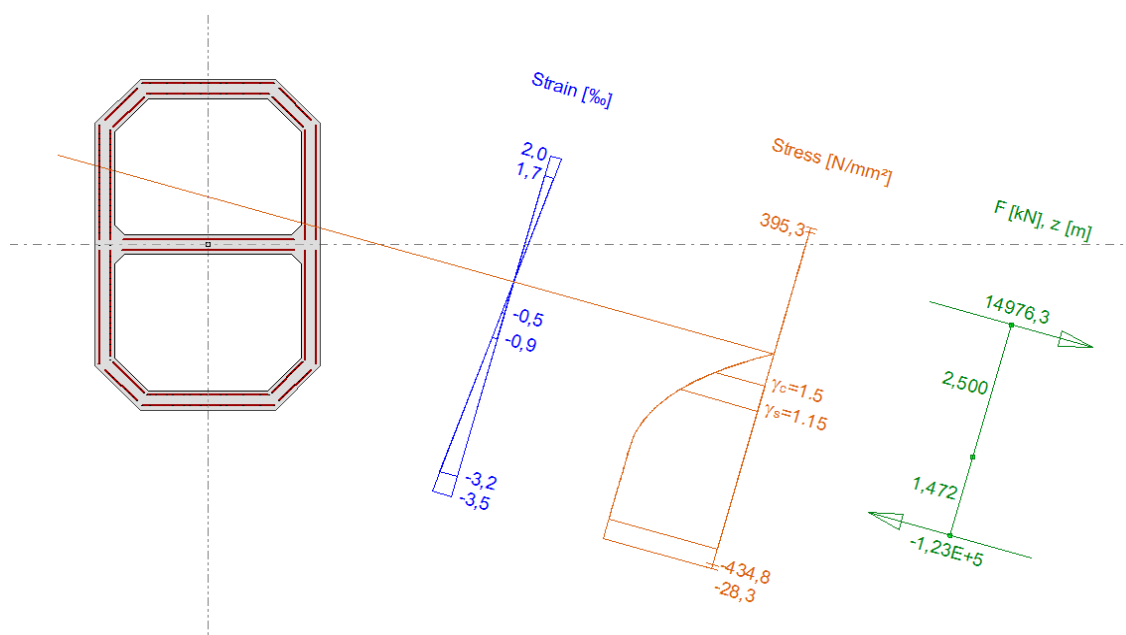


Fig. 139 – Diagrama de tensões na secção no encontro do arco para as combinações de estados limites último

5.7.3.3. Resistência ao esforço transversal e à torção

A verificação da segurança ao esforço transversal e momento torsor foi realizada de acordo com a EN1992-1-1 e EN1992-2, respetivamente, para a área resistente efetiva.

Na Tabela 27 são observados os valores atuantes de cálculo do esforço transversal máximo Ved_z/Ved_y , do momento torsor máximo Ted e da armadura transversal adotada.

Tabela 27 – Resultados obtidos do dimensionamento para o esforço transversal

Secção	Ved _z (kN)	Ved _y (kN)	Ted (kN.m)	Armadura de esforço transversal
Encontro do arco (x=0 m)	6205	2421	3352	2 ramos Ø12//0.20
x=80 m	1195	1132	1007	2 ramos Ø12//0.20
Meio vão (x=130 m)	378	1450	65	2 ramos Ø12//0.20

A armadura transversal mínima foi determinada a partir do ponto (9.2.2) da EN1992-1-1, obtendo-se $0.47 \text{ cm}^2/\text{m}$ para a direção mais desfavorável. Adotou-se como armadura mínima Ø12//0.20 (2 ramos), à qual corresponde uma área de $22.6 \text{ cm}^2/\text{m}$.

As secções e as respetivas disposições de armaduras são apresentadas no Capítulo 9.

5.8. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES NOS TIRANTES

5.8.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O pré-dimensionamento dos tirantes foi efetuado tendo em consideração um limite máximo para variação de tensão devido à sobrecarga rodoviária regulamentar, e para a combinação permanente de ações. Este valor de tensão limita a força máxima instalada nos tirantes em condições de serviço a 45% da força resistente última garantida de rotura à tração dos cordões que os compõem. Este valor está associado à necessidade de prevenir eventuais consequências negativas das tensões de fadiga do aço. No entanto, com a evolução da tecnologia dos tirantes, diversos autores propõem que os limites de tensão passem de $0.45 f_{puk}$ para $0.50 f_{puk}$ em serviço ou até para $0.55 f_{puk}$ durante a construção, caso sejam adotados dispositivos de limitação dos esforços de flexão nas ancoragens. Esta é uma forma indireta de contabilizar os efeitos de fadiga do aço no dimensionamento dos tirantes.

Os resultados dos esforços máximos obtidos para as combinações consideradas encontram-se no anexo A.

5.8.2. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Segundo o Eurocódigo 3 Parte 1-11, clausula 7.2., a verificação dos estados limites de utilização dos tirantes deverá ser realizada para a fase de exploração para a combinação característica de ações. Desta forma, foram limitadas as tensões a 50% da tensão de rotura nos tirantes considerando o efeito de flexão nos tirantes.

Na Fig. 140 apresentam-se as envolventes de esforços nos tirantes para as várias combinações características consideradas.

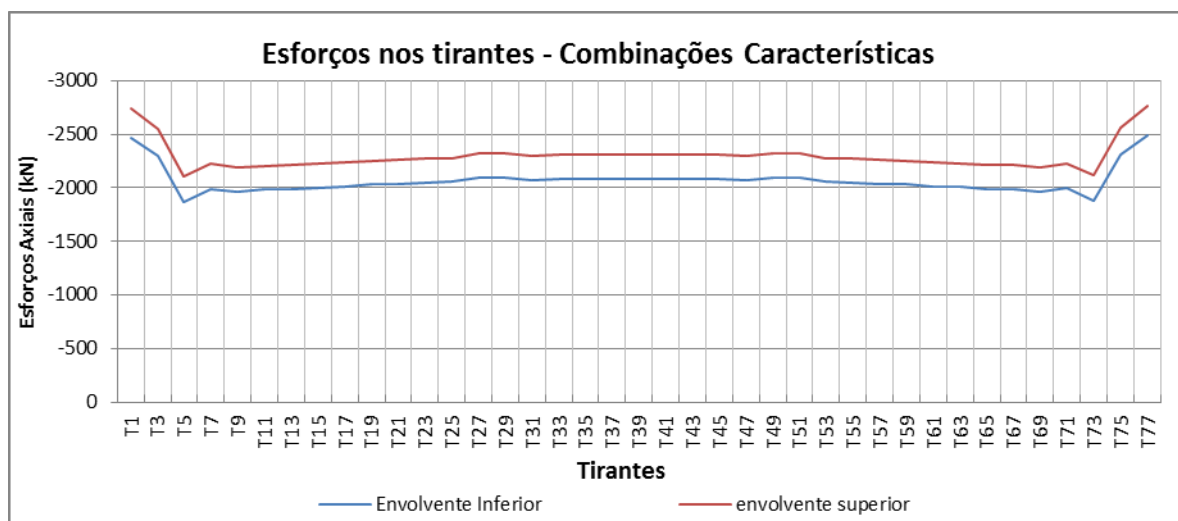


Fig. 140 – Envoltória dos esforços atuantes nos tirantes para as combinações características

A Fig. 140 mostra que os esforços máximos ocorrem nos tirantes mais curtos, com um esforço máximo de tração de 2750kN e mínimo de 1870kN no terceiro par de tirantes. Pode ainda observar-se que os níveis tensão nos tirantes foram condicionados pelas condições de deformações verticais iniciais impostas no tabuleiro. Deste modo, o nível de tensão nos tirantes mais curtos, situados na transição do tabuleiro da zona suspensa com a apoiada em montantes, apresentam maior dependência das cargas atuantes, como já foi demonstrado no subcapítulo 5.4.1.5.

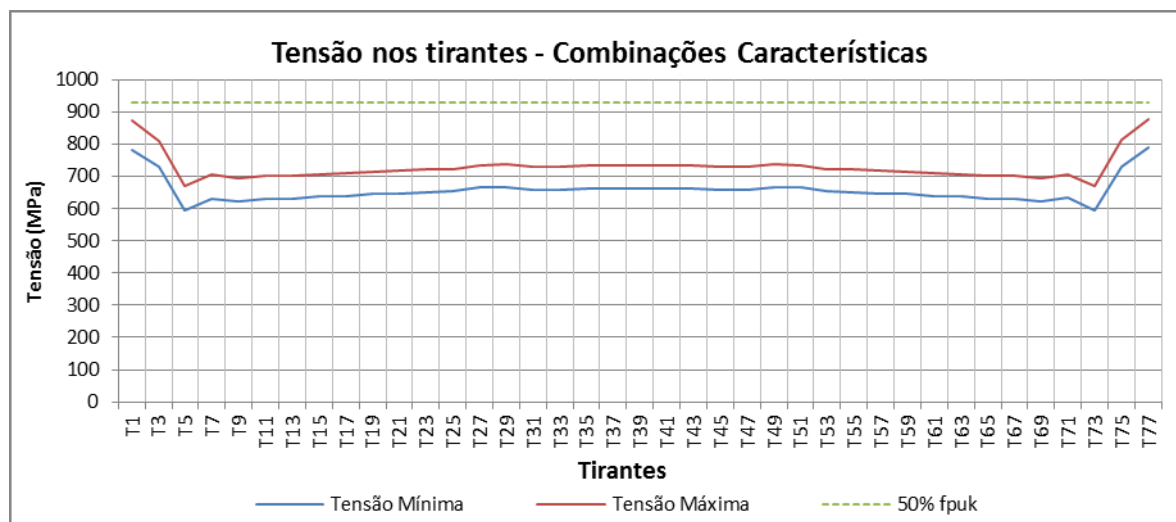


Fig. 141 – Tensão nos tirantes para as combinações características

O eventual retensionamento dos tirantes, para anular as deformações devidas à retração e fluência, é considerado na verificação aos ELS e ELU. Ao contrário do tabuleiro, a aplicação deste retensionamento, é desfavorável para os tirantes, sendo por isso contabilizado o incremento de força nestes cabos no caso de se afigurar necessário este aumento de tensão. Averigua-se através da Fig. 141 que o limite máximo admissível de tensão no ELS de $0.50 f_{puk}$ é verificado para todos os tirantes.

5.8.3. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE ÚLTIMOS

A verificação ao estado limite último dos tirantes é realizada depois do pré-dimensionamento dos cabos para o estado limite de serviço e de ter sido verificada a resistência à fadiga.

De acordo com o Eurocódigo 3 Parte 1-11, que foi baseado em parte nas recomendações do SETRA, a tensão resistente no ELU dos tirantes de pontes com tirante é de $0.70 f_{puk}$ na fase de serviço. Estes limites estão definidos para situações em que os tirantes tenham sido testados à fadiga e sejam adotados dispositivos de amortecimento de vibrações dos mesmos.

Os esforços de dimensionamento foram obtidos a partir dos esforços característicos, multiplicando-os pelos coeficientes de segurança regulamentares recomendados pelo Eurocódigo. Os esforços resultantes das combinações para dimensionamento da segurança dos tirantes apresentam-se na Fig. 142.

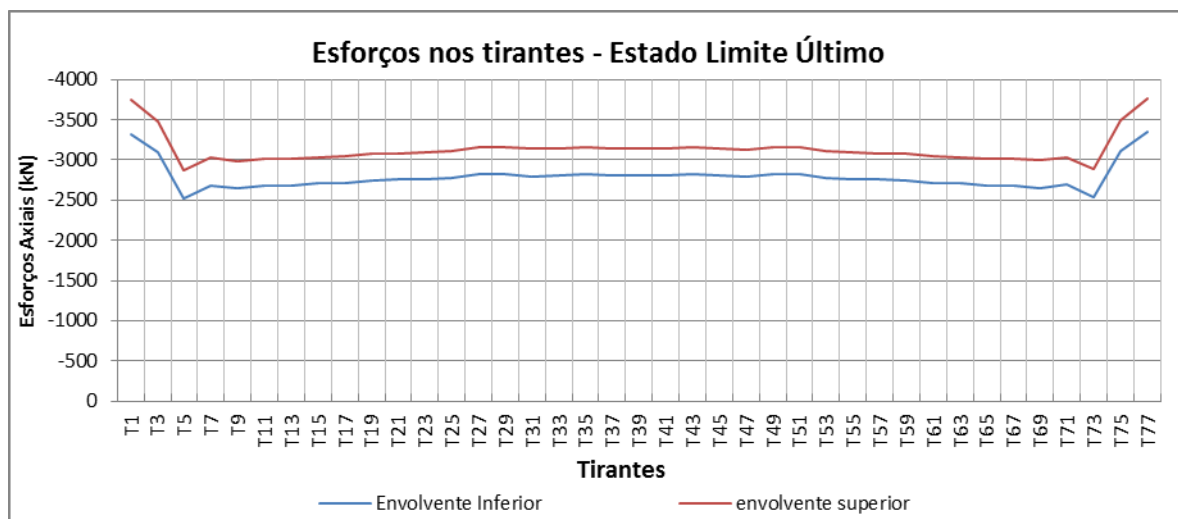


Fig. 142 – Envolvente dos esforços atuantes nos tirantes para as combinações de estado limite último

Analisando as diferentes combinações consideradas na *tabela 19*, observa-se que a combinação mais desfavorável para os cabos superiores corresponde à combinação 2, onde se considera a ação da sobrecarga de utilização como ação de base, conjuntamente com a ação da variação de temperatura uniforme negativa como ação secundária. Para esta combinação, obteve-se um esforço máximo de 3750kN e mínimo de 2000kN.

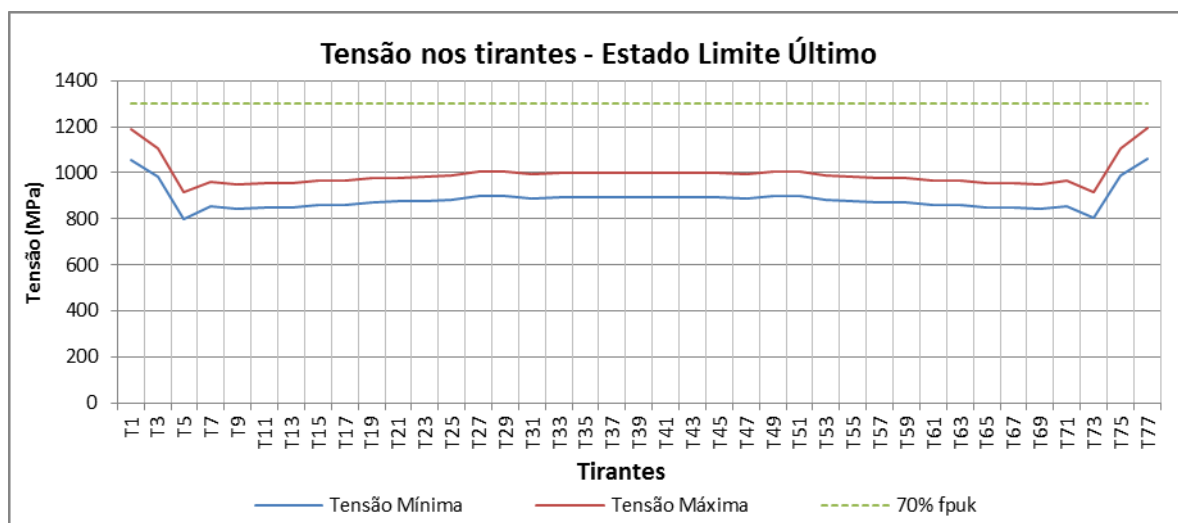


Fig. 143 – Tensão nos tirantes para as combinações de estado limite último

Depois de verificado o ELS para os tirantes com uma tensão máxima de $0.50 f_{puk}$, verifica-se o ELU. Para esta combinação, o EC3 indica uma tensão máxima de $0.7 f_{puk}$, o que é verificado conforme se apresenta na Fig. 143.

5.9. ANÁLISE SÍSMICA

O Eurocódigo 8 considera dois modelos de análise sísmica: um modelo de análise na direção longitudinal e outro na direção transversal. Um modelo de análise vertical só é necessário se a ponte se encontrar a menos de 5km de uma falha tectónica.

Como tal, obtém-se a seguinte combinação sísmica:

$$G_k + A_{ED} + \Psi_{2,1}Q_{k,i} \quad (5.53.)$$

Em que,

G_k é o valor característico as cargas permanentes

A_{ED} é a ação sísmica de dimensionamento

$\Psi_{2,1}Q_{k,i}$, para as ações variáveis de tráfego normal utiliza-se $\Psi_{2,1}=0$, por se tratar de uma ponte rodoviária.

No caso dos arcos submersos, apesar de não ser considerada a ação da água, esta pode ser simulada através de uma força horizontal em que o processo de cálculo da massa adicional se pode encontrar no Anexo F do EC8.

A ação sísmica, já descrita em 5.4.2.4, foi modelada através de espectros de resposta tendo em conta as características do terreno e a zona sísmica em que a obra de arte se encontra. A ação sísmica horizontal, segundo a EN 1998-1 (4.3.3.5.1), deve ser modelada através de duas combinações diferentes, que envolvem simultaneamente as acelerações nas direções longitudinal (x) e transversal (y), com as percentagens seguintes:

$$E_{d,1} = E_{Ed,x} + 0,3E_{Ed,y} \quad (5.54.)$$

$$E_{d,2} = E_{Ed,y} + 0,3E_{Ed,x} \quad (5.55.)$$

Da análise modal efetuada, obtiveram-se os modos de vibração da estrutura, dos quais se pode observar no anexo A. Na análise foram tidos em conta os modos necessários para obter uma participação de massa igual ou superior a 90% em cada uma das direções.

O primeiro modo de vibração obtido para a estrutura é na direção longitudinal com uma frequência de 0.22 Hz

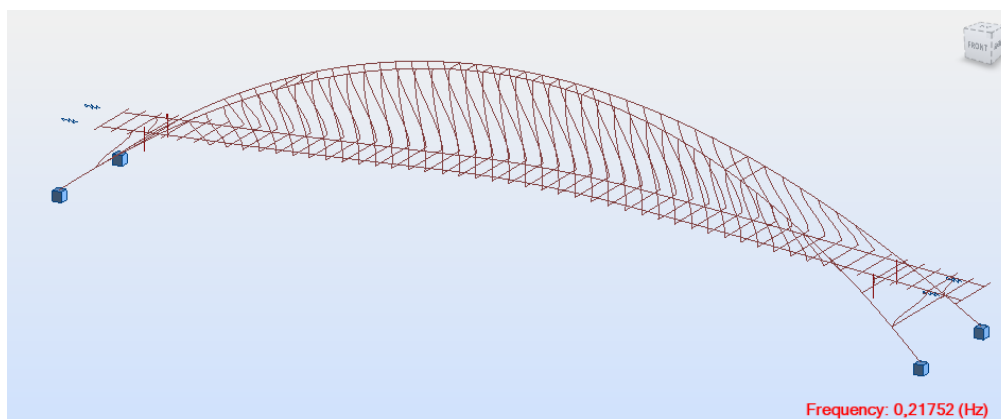


Fig. 144 – Configuração da deformada do 1º modo de vibração

Verifica-se que a ação sísmica condicionante corresponde ao sismo do tipo II. Este resultado já era de esperar uma vez que corresponde ao sismo cujo espectro apresenta maior valor para a gama de frequências fundamentais que a ponte apresenta.

De seguida apresentam-se os esforços resultantes das ações sísmicas em ambas as direções para as secções mais desfavoráveis dos arcos e dos montantes.

Tabela 28 – Esforços mais desfavoráveis nos encontros do arco

	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Direção X	70170	-542	5329	1425	-108183	11039
Direção Y	74204	-1135	6186	-430	-114006	33197

Tabela 29 – Esforços mais desfavoráveis nos montantes

	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Direção X	7320	909	69	8	-500	5350
Direção Y	9041	350	90	18	-639	2110

De acordo com os esforços máximos atuantes verifica-se que a ação sísmica não é condicionante para as verificações efetuadas para os arcos. Em relação às verificações efetuadas aos montantes, a ação sísmica é condicionante para o estado limite último.

Uma vez que se trata de uma ponte em que o tabuleiro é suscetível a grandes deslocamentos provenientes das ações horizontais devido à sua baixa rigidez, será necessário em fases posteriores avaliar a possibilidade de reforçar o tabuleiro. Assim sendo, existem várias hipóteses de atenuar o efeito de um eventual sismo, nomeadamente com recurso a dispositivos de isolamento sísmico, como o isolamento base, amortecedores de massa sintonizada – TMD e dissipadores.

Os dissipadores são aparelhos muito eficazes que permitem reduzir a energia que de outro modo seria absorvida pela estrutura através de deformações inelásticas. A utilização destes aparelhos no reforço sísmico de pontes e viadutos é uma alternativa económica e simples mas de análise sofisticada, uma vez que, para avaliar a resposta de uma ponte com dissipadores é inevitável a utilização de técnicas de análise não-linear no domínio do tempo.

Como o único método de calcular corretamente a resposta de uma estrutura com dissipadores é através de um programa de análise dinâmica não-linear, é necessário ter a representação da ação sísmica através de uma série de acelerações ao longo do tempo.

Existem diversos tipos de dissipadores, apesar dos mais comuns serem os dissipadores do tipo viscoso e os histeréticos, que apresentam maior versatilidade.

Após terem sido analisados vários cenários de ligação do tabuleiro aos encontros e às travessas de união dos arcos, concluiu-se que a utilização de dissipadores óleo-dinâmicos em cada encontro é uma solução adequada que contribuiria para atenuar os esforços da ação sísmica com maior eficácia na direção longitudinal até uma força que os encontros sejam capazes de absorver, mas não influenciando ações lentas, como os efeitos da variação da temperatura e efeitos diferidos do betão, visto os mesmos permitirem que o tabuleiro se desloque para estas ações.

5.10. APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO

Para a determinação dos esforços a que os aparelhos de apoio vão estar sujeitos, utilizou-se a envolvente das combinações características de ações, em que também se incluiu a ação do sismo não majorada. Na determinação dos deslocamentos para as juntas de dilatação considerou-se uma combinação característica de ações estáticas e uma combinação frequente com ação base sismo conforme previsto em EN 1998-2.

A transmissão de cargas do tabuleiro às travessas de união dos arcos e encontros é efetuada através de aparelhos do tipo “*pot bearing*”, deslizantes longitudinalmente. Na sequência das análises realizadas, definem-se seguidamente as características dos aparelhos de apoio utilizados:

Tabela 30 – Ações e deslocamentos atuantes nos aparelhos de apoio

Alinham.	F vert. (↓)(kN)	F vert. (↑)(kN)	F horiz. long. (kN)	F horiz. transv.(kN)	D long.(mm)	Q (rad)	Quant. (un)
E1	5420	-	-	920	-110/+150	0,005	2
E2	5420	-	-	920	-110/+150	0,005	2
TR1	5370	-	-	5590	-100/+130	0,004	2
TR2	5370	-	-	5590	-100/+130	0,004	2

Os valores apresentados refletem a reação total em cada apoio, ou seja, a carga que terá de ser suportada pelos dois aparelhos colocados, considerando também os efeitos da ação do vento transversal a atuar no tabuleiro sobre os aparelhos. A força do vento provoca um momento fletor, não só nos tirantes mas também ao nível dos aparelhos de apoio, o qual pode ser traduzido num binário de forças. Desta forma os aparelhos de apoio terão de ser dimensionados para as cargas verticais acima tabeladas com o acréscimo de carga devido à ação do vento transversal, como mostra a Fig. 145.

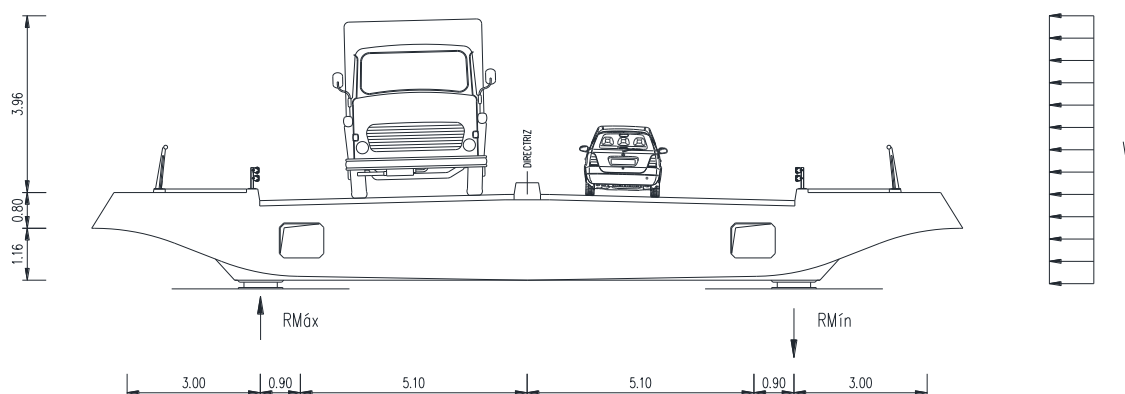


Fig. 145 – Efeito do Vento nos aparelhos de Apoio

Após a análise efetuada no programa de cálculo, a ação transversal do vento mostrou-se ter pouca importância no agravamento dos esforços nos apoios, devido à compensação que os tirantes conferem ao tabuleiro, apoios elásticos.

Em resultado das análises efetuadas para as juntas de dilatação, definem-se na Tabela 31 os deslocamentos previstos.

Tabela 31 – Propriedades mínimas exigidas às juntas de dilatação

	E1(mm)	E2(mm)
Em compressão	110	110
Em tração	150	150

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo, apresentam-se as principais conclusões referentes aos assuntos abordados nesta dissertação.

Apresentam-se também perspectivas para desenvolvimentos futuros sobre o projeto abordado nesta dissertação.

6.2. CONCLUSÕES

O trabalho desenvolvido no âmbito desta dissertação teve como principal objetivo apresentar o projeto base para uma nova travessia rodoviária sobre o rio Douro ligando as cidades do Porto e V.N. Gaia à cota baixa, entre a Alameda Basílio Teles e o Cais do Cavaco. Nesse sentido, com a evolução deste trabalho, foram adquiridos e aplicados conhecimentos na área da engenharia de pontes.

De seguida sistematizam-se os conteúdos e principais resultados obtidos em cada um dos capítulos do presente trabalho.

No segundo capítulo foi apresentado o estado de arte sobre pontes em arco, focando os temas da história e evolução do arco, e referindo alguns conceitos sobre as diversas tipologias de carácter geométrico e estrutural. Foram também descritas as pontes até agora construídas nas cidades do Porto e de V. N. Gaia onde se procurou evidenciar os aspetos fundamentais de cada ponte construída.

No terceiro capítulo foram identificadas as principais condicionantes presentes no local de implantação, apesar de existir alguma carência de informação de elementos técnicos imprescindíveis, como ensaios experimentais e sondagens, para uma obra desta envergadura. A ausência destes elementos levou à adoção de parâmetros considerados razoáveis, mas que de certo modo podem não corresponder corretamente às características reais do local. O contexto apresentado, em combinação com a complexidade de uma estrutura deste tipo, leva a que este seja um projeto base.

A geometria geral dos diversos constituintes da ponte em estudo é apresentada e justificada no capítulo 3. Optou-se por uma estrutura em betão armado, com arcos partindo do leito do rio e um tabuleiro parcialmente suspenso por intermédio de tirantes pré-esforçados e apoiado em montantes.

A forma das secções foi obtida de forma iterativa através do pré-dimensionamento da estrutura resultante de uma análise estática, até se obterem soluções economicamente aceitáveis e enquadradas com a estrutura pretendida.

No quarto capítulo, foram apresentados os principais materiais constituintes da ponte evidenciando o interesse da utilização do betão branco arquitetónico do ponto de vista de durabilidade, manutenção e estética.

No quinto capítulo foi apresentada toda a informação necessária para a realização do modelo usado no dimensionamento da ponte. É importante referir que este dimensionamento partiu de desenhos em fase de pré-dimensionamento, os quais foram seguidos o mais fielmente possível. No que diz respeito ao comportamento estático da estrutura verifica-se que cumpre a regulamentação existente referente aos esforços presentes na estrutura, em relação à deformação e aos níveis de tensão atuantes em situações de serviço.

Em relação ao comportamento dinâmico da estrutura, embora não seja possível fazer um estudo aprofundado como será necessário em caso de concretização do projeto, fez-se uma análise que permite obter uma primeira impressão sobre o comportamento da ponte e afirmar que não deverão existir problemas com o comportamento dinâmico.

Desta forma, conclui-se que os objetivos principais foram cumpridos, havendo, no entanto, muitos passos a executar antes de avançar para o projeto de execução. Dos diversos casos de análise, o comportamento dinâmico da estrutura deverá ser alvo de um estudo mais aprofundado de modo a avaliar corretamente o efeito aerodinâmico e de elementos de amortecimento sísmico.

Nos restantes capítulos é sugerido um dos processos construtivos possíveis para a execução da ponte, que deve ser alvo de um futuro desenvolvimento de modo a atender de forma mais correta aos esforços atuantes durante o faseamento construtivo e no dimensionamento dos elementos provisórios.

A estimativa global do custo da solução proposta é efetuada no capítulo 7 e traduz-se em quinze milhões de euros. É baseada em estimativas relativas às várias componentes, devendo esse valor ser interpretado unicamente como um indicador da sua ordem de grandeza.

A conceção foi condicionada essencialmente pela estética pretendida para a obra e constitui uma solução de forte integração na paisagem sobre o rio Douro, sendo estas características indispensáveis para uma obra de arte inserida num local de grande visibilidade em ambas as cidades.

6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Na fase de projeto de Execução, para além do maior grau de desenvolvimento geral associado a essa etapa de projeto, considera-se necessária uma maior atenção, em particular nos domínios abaixo indicados.

As informações geológicas da qualidade do terreno são insuficientes para uma obra desta importância, pelo que se considera necessário realizar uma campanha de prospeção complementar nos locais de implantação dos encontros do arco e do tabuleiro.

Devem, durante esta campanha, ser realizados ensaios complementares de confirmação/correção dos parâmetros considerados no cálculo da capacidade resistente das fundações.

No domínio da análise e verificação de segurança, julga-se necessário efetuar os seguintes estudos:

- i. Análise dinâmica da estrutura, em particular dos efeitos do vento, através da análise de modelo a escala reduzida em túnel de vento;
- ii. Análise dinâmica mais aprofundada de sistemas de amortecimento;
- iii. Estudo do efeito diferido da fluência e da retração com maior precisão;
- iv. Estudo rigoroso da ação sísmica sobre a estrutura;
- v. Verificação da segurança das estruturas provisórias (torre, tirantes, ancoragens);
- vi. Verificação da segurança dos maciços do arco e de todas as componentes dos encontros.
- vii. Dimensionamento de todas as secções, incluindo possíveis efeitos de encurvadura no arco e o dimensionamento rigoroso de todas as armaduras, e respetivo escalonamento;
- viii. Dimensionamento dos aparelhos de apoio;
- ix. Desenvolvimento de modelos de cálculo da estrutura durante a fase construtiva e verificação da estabilidade estrutural ao longo do processo de construção, quer da estrutura em si, quer das estruturas de suporte à construção (vigas e pilares provisórios);
- x. Dimensionamento das ancoragens dos tirantes e montantes.

Pormenorização de Peças Desenhadas:

- i. Desenho detalhado das armaduras dos elementos de betão armado e pré-esforçado, correspondentes às verificações complementares;
- ii. Desenhos de faseamentos e pormenores construtivos necessários à fase de execução;
- iii. Desenhos detalhados de pormenores das ligações dos tirantes ao arco e tabuleiro.

Mapas de Medições e Orçamento:

- i. Medições detalhadas e mais rigorosas com base nas novas pormenorizações e desenhos do Projeto de Execução;
- ii. Confirmação dos preços unitários adotados na presente estimativa de custo, nomeadamente os que se referem aos equipamentos necessários para a construção do arco e do tabuleiro.

Uma obra de arte desta natureza pode e deve incluir a reformulação do espaço envolvente, principalmente na margem de V.N. Gaia. Caso isso suceda, é essencial redefinir os acessos da ponte.

BIBLIOGRAFIA

- Ahmed, A. (2008). "Dheb arch-bridge will be sixth Dubai Creek crossing". Gulf News.
- American Society of Civil Engineers. (2008). *Bridges 2009*. ASCE. p. October bridge.
- Azeredo, M. (2002). *As Pontes do Porto: história de uma paixão – Bridges of Oporto: a love story*. FEUP edições, Porto.
- Bárbara, M. (2011). *Estudo de Pontes com Pré-esforço extradorsal*. Instituto Superior Técnico de Lisboa, 2011
- Bartlett, Kenneth R. (1992). *The Civilization of the Italian Renaissance*. Toronto: D.C. Heath and Company.
- Brown, David J. (1993). *Bridges*. Mitchell Beazley. p. 44.
- Calisto, P. (2011). *Projeto de uma Ponte em arco entre as Ribeiras do Porto e Gaia*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011.
- Chen, W., Duan, L. (2000). *Bridge Engineering Handbook*. CRC Press, London
- Claridge, Amanda (1998). *Rome: An Oxford Archaeological Guide*. Oxford: Oxford Univ. Press
- Eurocódigo 0: Anexo A2, Aplicação em pontes. EN 1990:2003 (versão final, em inglês).
- Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas. EN 1990:2002-1-1:2003.
- Eurocódigo 1: Acções em estruturas: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. EN 1991-1-1:2002.
- Eurocódigo 1: Acções em estruturas – Parte 1-4: Acções gerais – Acções do vento. EN 1991-1-4:2005.
- Eurocódigo 1: Acções em estruturas – Parte 1-5: Acções gerais – Acções térmicas. EN 1991-1-5:2009.
- Eurocódigo 1: Acções em estruturas: Sobrecargas em pontes. EN 1991-2:2003 (versão em inglês).
- Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão- Parte 1: Regras gerais e regras para edifícios. ENV 1992-1-1:2004.
- Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Pontes em betão – Regras de dimensionamento e detalhe. EN 1992-2:2005 (versão em inglês).
- Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios. prEN 1993-1-1:2003 (versão em inglês).
- Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 1.11: Regras de dimensionamento para elementos de tensionamento. prEN 1993-1-11:2003 (versão em inglês).
- Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. prEN 1998-1-1:2010.
- Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 2: Pontes. prEN 1998-1-1:2010.
- Fernandes, J. et al, (1993), *Pontes Atirantadas do Guadiana e do Arade*, LNEC, Lisboa
- Fonseca, A. (2006). *As Pontes do Porto*. Arquitectura e Vida, Dezembro de 2006, pp. 88.

Fonseca, A. et al, (2000), *Ponte Infante D. Henrique, dimensionamento estrutural*, Encontro Nacional de Betão Estrutural, Porto.

<http://maps.google.com/>. Google MAPS. (2012). Google Maps. *Google*. Consultado em 2012.

<http://www.mike-epidavros.com/ARCHAIA/web-content/peloponnes/source/lerna5.html>, Consultado em Abril 2012

<http://en.structurae.de/structures/data/index.cfm?ID=s0000521>, Consultado em Abril 2012

<http://en.structurae.de/>. *Structurae: International Database and Gallery of Structures*. Consultado em Maio de 2012.

http://www.douro.ipm.pt/PT/via_navegavel/caracteristicas.aspx. *Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos – Delegação do Norte e Douro*. Consultado em Março de 2012.

Leonhardt, F. (1997), *Construções de concreto*, Editora Interciência, Rio de Janeiro.

Manterola, J. (2006), *Puentes-Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*, Colegio de ingenieros de caminos, canales y puertos, Madrid

Menn, C. (1990). *Prestressed Concrete Bridges*. Birkhäuser Verlag, Basel, Switzerland .

Menn, C. (1991). *An approach to bridge design. Engineering Structures*, Birkhäuser Verlag, Basel, Switzerland.

Microsoft. (2012). Bing Maps. *Bing*. [Online] Consultado em 2012. <http://www.bing.com/maps/>.

Parke, G. et al, (2008), *Ice manual of bridge engineering*, Thomas Telford, USA

Pinho, P. (2005), *Pontes e Espaços - Tempo, Da Alta Velocidade à Circulação Pedonal*. Porto Cidade Região - Encontro de Reflexão Prospectiva, Porto.

Reis, A. J. (1992). *Pontes e Estruturas Especiais*, Apontamentos de apoio às aulas da disciplina de Pontes e estruturas Especiais do curso de Engenharia Civil, IST.

Ribeiro, E. (2008). *Projecto de uma ponte pedonal entre Porto e Gaia*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.

RSA. (1983). *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Lisboa : Diário da República.

SETRA, (2002). *Cable Stays*. SETRA, Paris.

Simpson R., Hagel, D. (1998), *Mycenaean Fortifications, Highways, Dams and Canals*, pág. 17, Classical Views

Sousa Cruz, P., Lopes Cordeiro, J. (2001). *As Pontes do Porto*. Livraria Civilização Editora, Porto.

Stephensen, Percy Reginald (1967). *The history and description of Sydney Harbour*. Rigby.

VSL International Ltd. (1997). *The Incremental Launching Method in Prestressed Concrete Bridge Construction*

ANEXOS

ANEXO A. PEÇAS DESENHADAS	3
----------------------------------	---

ANEXO B. ESTIMATIVA ORÇAMENTAL	35
---------------------------------------	----

ANEXO C. ANÁLISE LONGITUDINAL	39
--------------------------------------	----

C.1. AÇÕES ATUANTES	39
----------------------------	----

C.1.1. ANÁLISE DO TABULEIRO	40
-----------------------------	----

C.1.2. ANÁLISE DOS ARCOS	51
--------------------------	----

C.1.3. ANÁLISE DOS TIRANTES	71
-----------------------------	----

C.2. COMBINAÇÕES DE CÁLCULO – ESFORÇOS MÁXIMOS	77
---	----

C.2.1. COMBINAÇÕES DO TABULEIRO	78
---------------------------------	----

C.2.2. COMBINAÇÕES ARCOS	81
--------------------------	----

C.2.3. COMBINAÇÕES TIRANTES	85
-----------------------------	----

C.3. MODOS DE VIBRAÇÃO FUNDAMENTAIS	87
--	----

C.3.1. CONFIGURAÇÕES DOS MODOS DE VIBRAÇÃO OBTIDOS ANALITICAMENTE	87
---	----

ANEXO D.	91
-----------------	----

D.1. INFORMAÇÃO TOPOGRÁFICA	93
------------------------------------	----

D.2. INFORMAÇÃO HIDROLÓGICA	99
------------------------------------	----

D.3. ESBOÇOS DA IMPLANTAÇÃO DA ESTRUTURA	103
---	-----

D.4. CATÁLOGO VSL E DSI	109
--------------------------------	-----

ANEXO A

PEÇAS DESENHADAS

Neste anexo encontram-se as peças gráficas principais correspondentes ao projeto da ponte, designadamente:

Desenho nº1 - Planta de implantação à escala 1/1000;

Desenho nº2 - Alçado planificado à escala 1/500;

Desenho nº3 - Planta à escala 1/500;

Desenho nº4 - Vista inferior do tabuleiro/ corte longitudinal pelo eixo ZZ do tabuleiro à escala 1/500

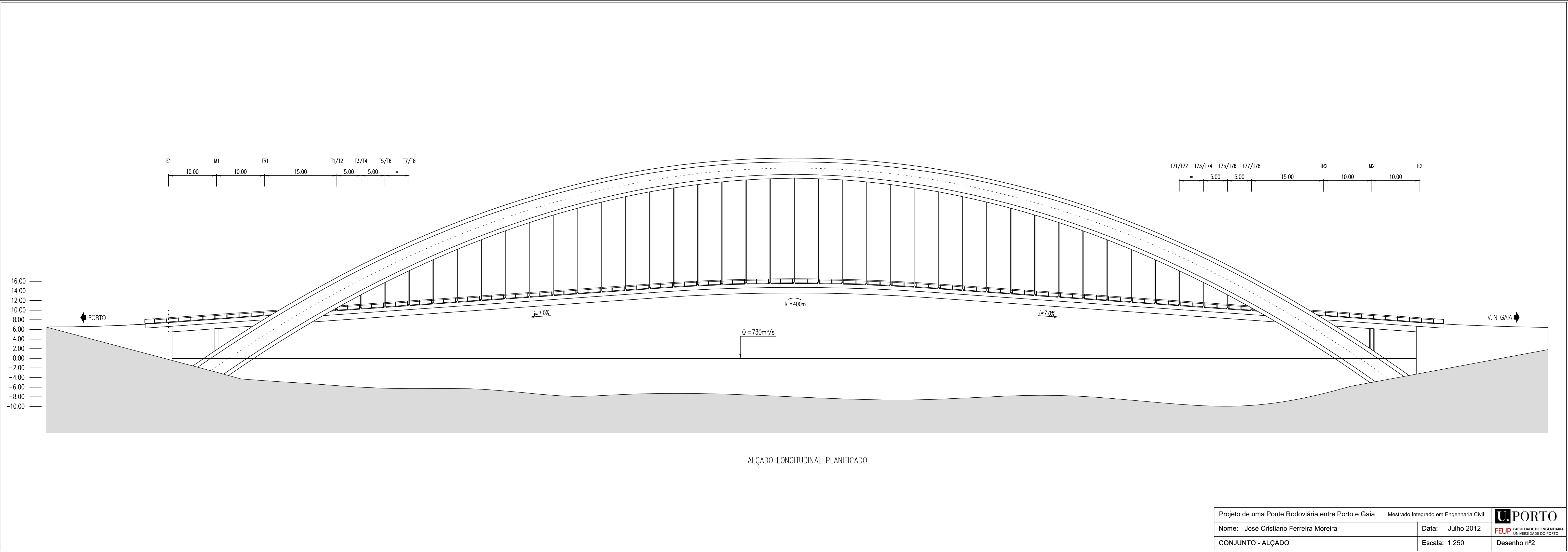
Desenho nº5/6 - Cortes transversais do tabuleiro à escala 1/100 e pormenores à escala 1/50;

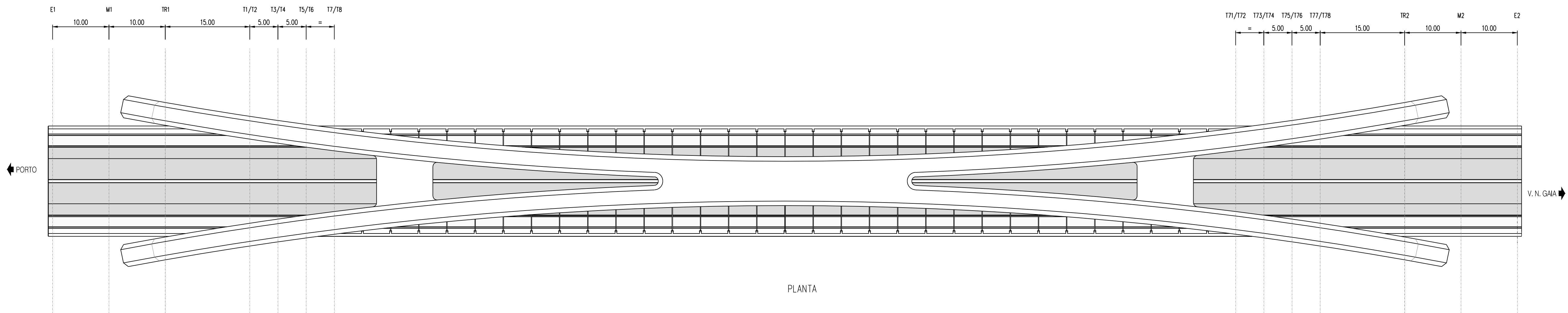
Desenho nº7 - Corte e alçado dos encontros à escala 1/100;

Desenho nº8 - Cortes transversais dos arcos e travessas à escala 1/100;

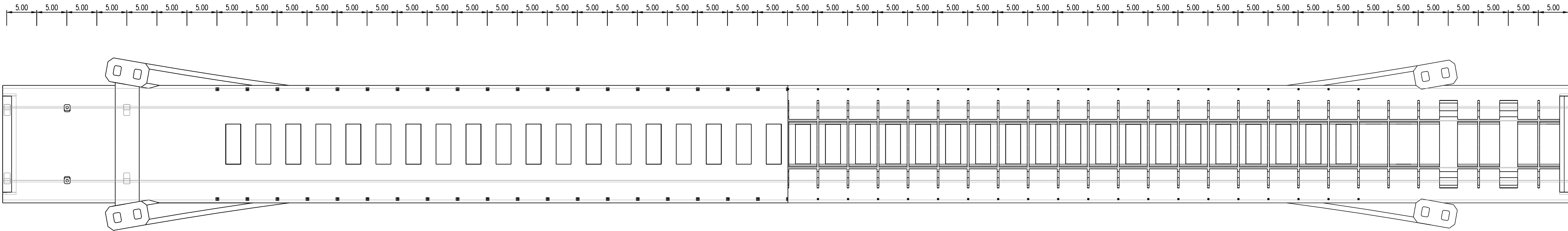
Desenho nº9/10/11/12/13/14 - Cortes e plantas das armaduras do tabuleiro;

Desenho nº15 - Cortes da armadura do arco.



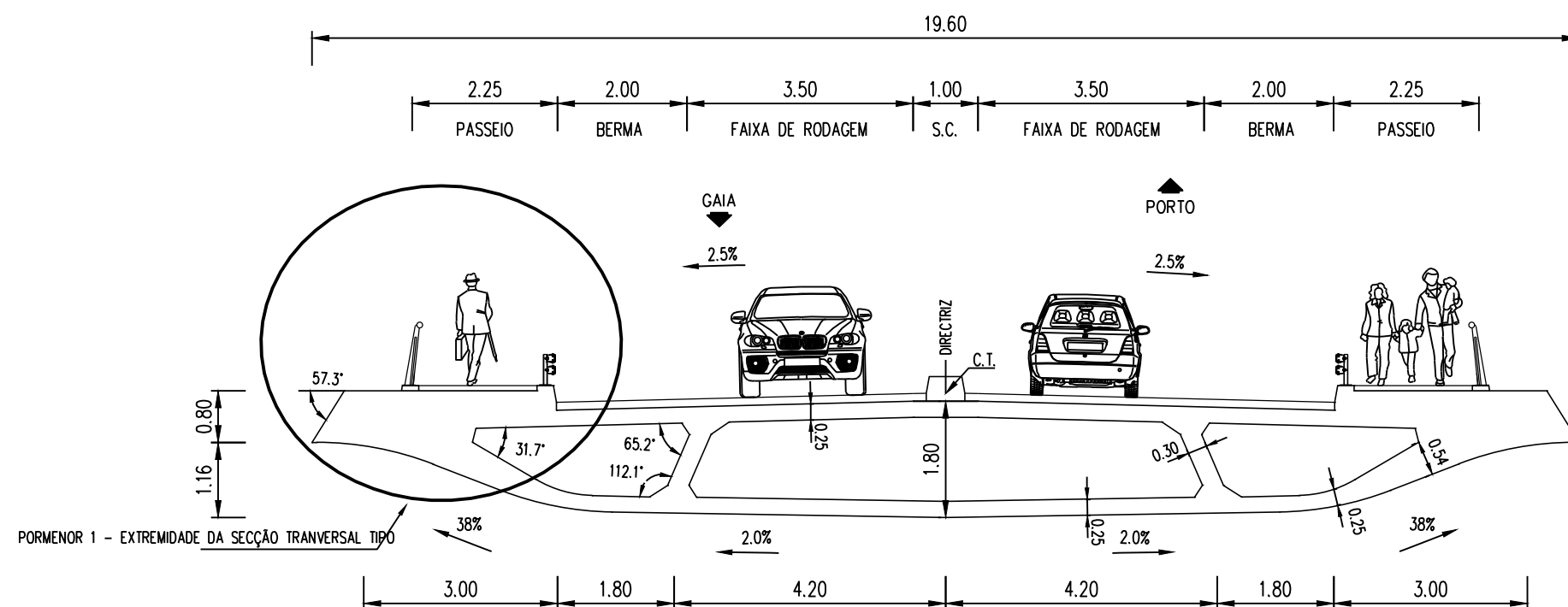


Projeto de uma Ponte Rodoviária entre Porto e Gaia		Mestrado Integrado em Engenharia Civil		 FEUP <small>FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO</small>
Nome: José Cristiano Ferreira Moreira		Data: Julho 2012		
CONJUNTO - PLANTA		Escala: 1:250		
				Desenho nº3

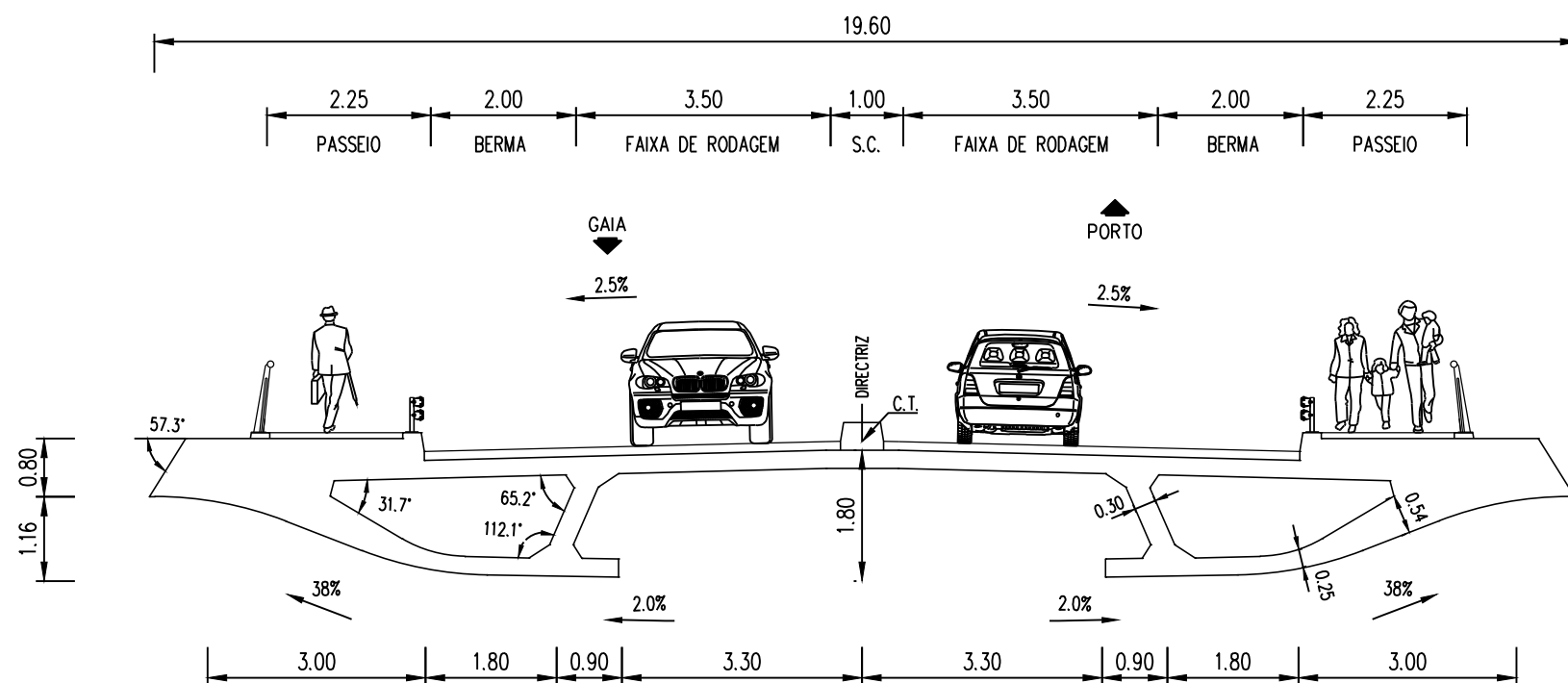


VISTA INFERIOR DO TABULEIRO / CORTE LONGITUDINAL PELO EIXO DO TABULEIRO (PLANO ZZ)

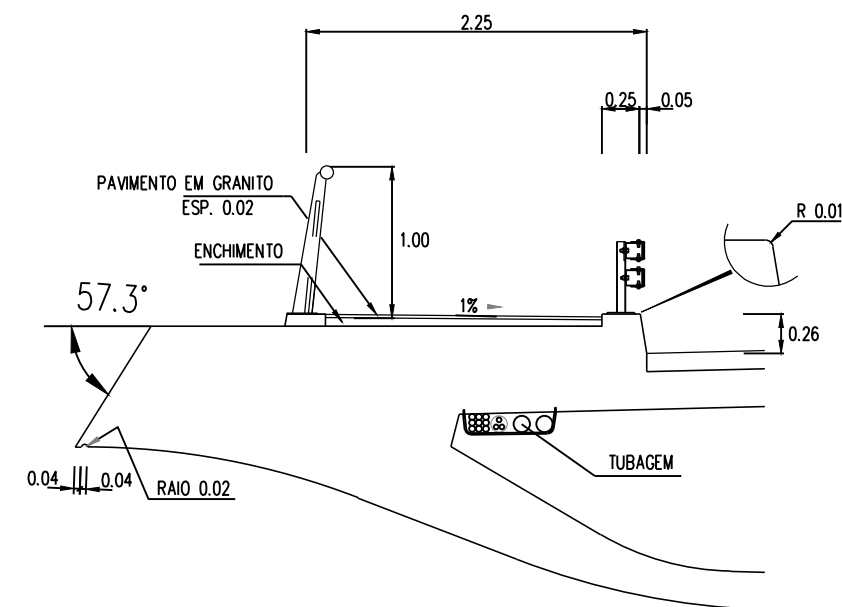
Projeto de uma Ponte Rodoviária entre Porto e Gaia		Mestrado Integrado em Engenharia Civil		 U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
Nome: José Cristiano Ferreira Moreira		Data: Julho 2012		
CONJUNTO - CORTES		Escala: 1:250		
				Desenho nº4



CORTE TRANSVERSAL TIPO1



CORTE TRANSVERSAL TIPO2

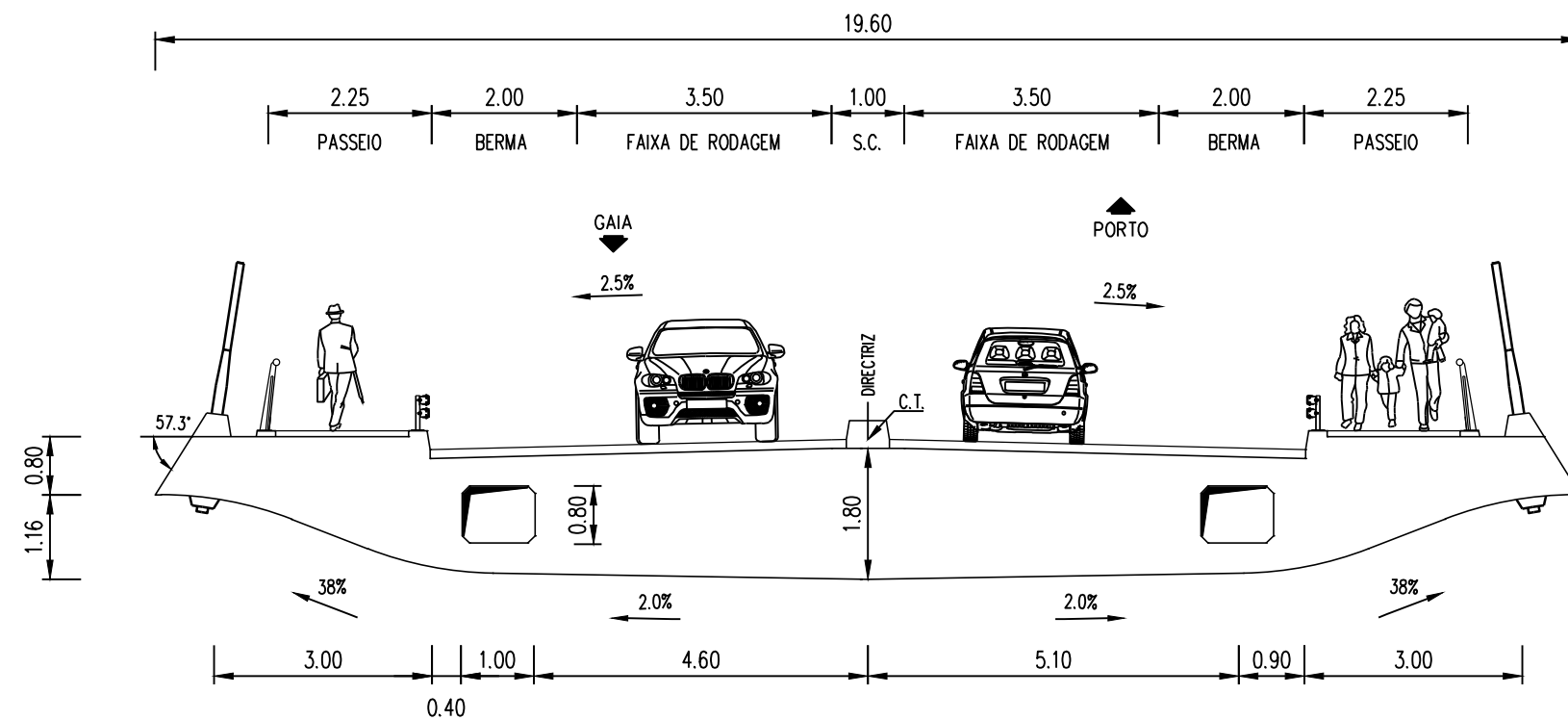


PORMENOR 1 – EXTREMIDADE DA SECÇÃO TRANSVERSAL TIPO

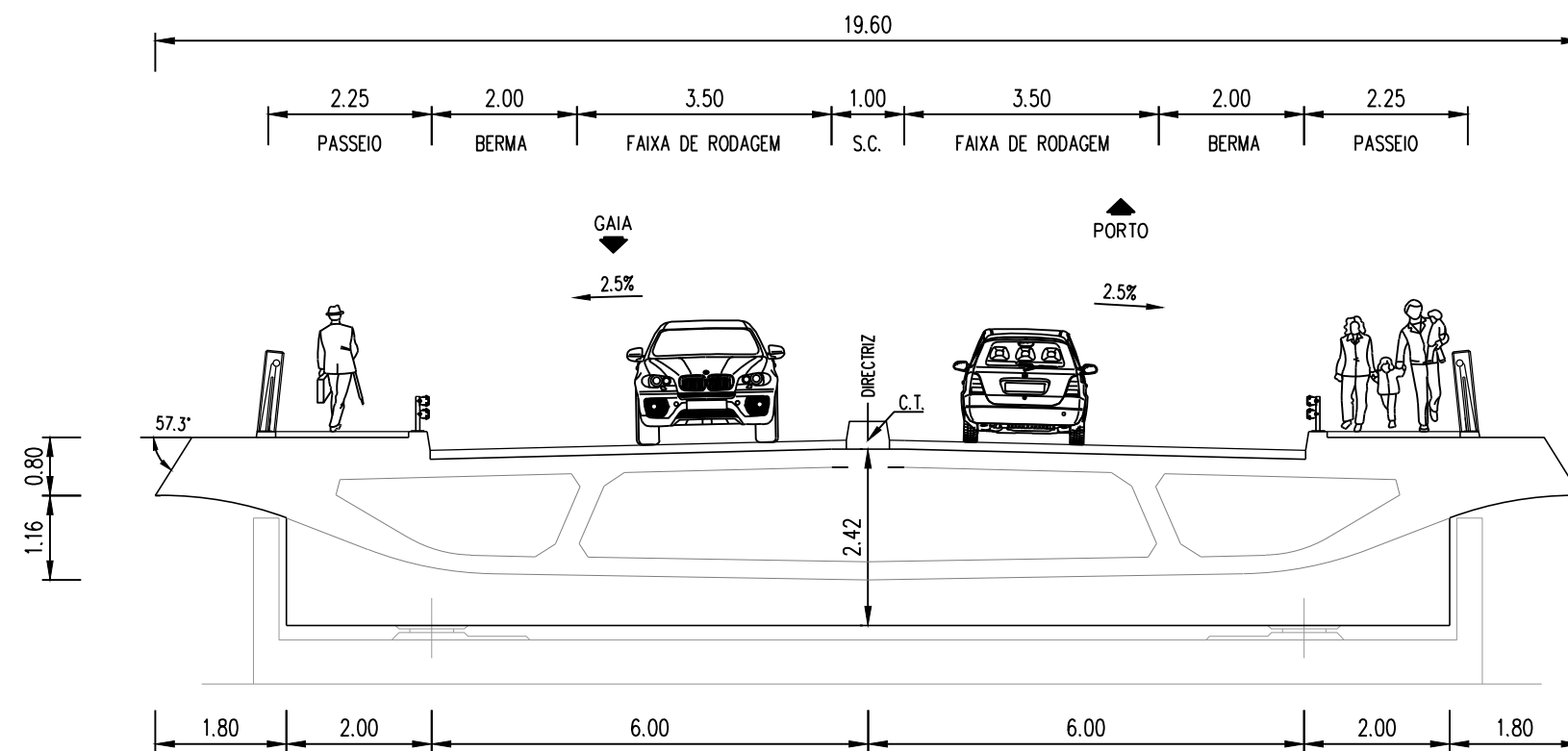
A3=1:25

NOTA: As dimensões omissas de menor relevância devem detalhadas em projeto de execução

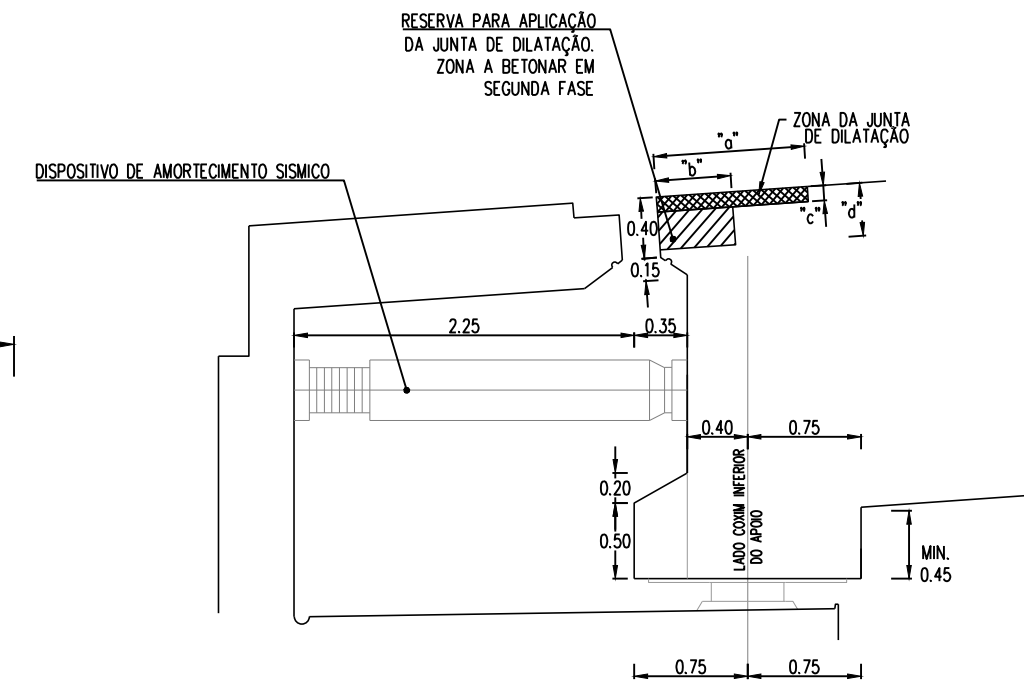
Projeto de uma Ponte Rodoviária entre Porto e Gaia		Mestrado Integrado em Engenharia Civil	U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
Nome: José Cristiano Ferreira Moreira		Data: Julho 2012	
TABULEIRO - DIMENSÕES		Escala: 1:100	
			Desenho nº5



CORTE TRANSVERSAL TIPO3



SECÇÃO TRANSVERSAL NO ALINHAMENTO DOS ENCONTROS




PORMENOR 2 - CARLINGA

A3=1:50

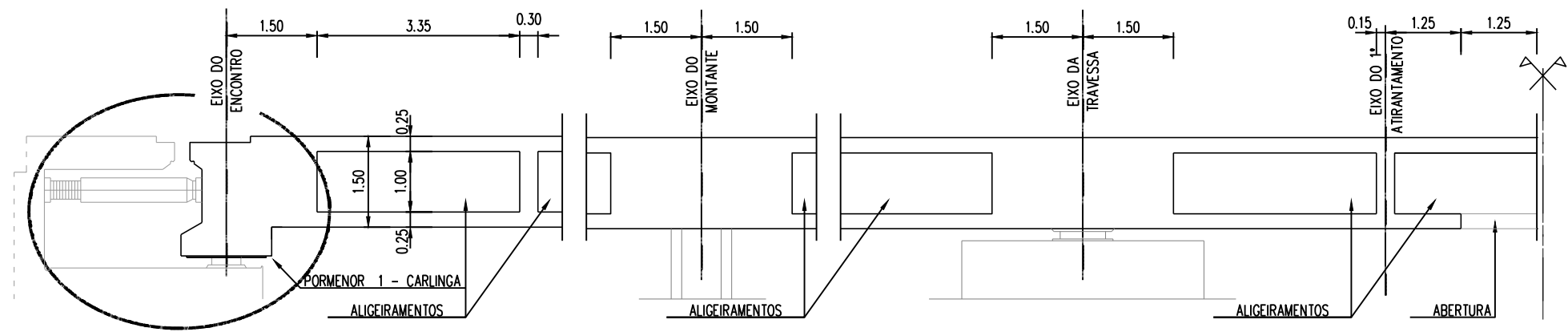
NOTA: "a"/"b"/"c"/"d" DIMENSÕES A AJUSTAR CONSOANTE O TIPO DE JUNTA A APLICAR

NOTA: As dimensões omissas de menor relevância devem detalhadas em projeto de execução

Projeto de uma Ponte Rodoviária entre Porto e Gaia		Mestrado Integrado em Engenharia Civil	 FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
Nome: José Cristiano Ferreira Moreira		Data: Julho 2012	
TABULEIRO - DIMENSÕES		Escala: 1:100	

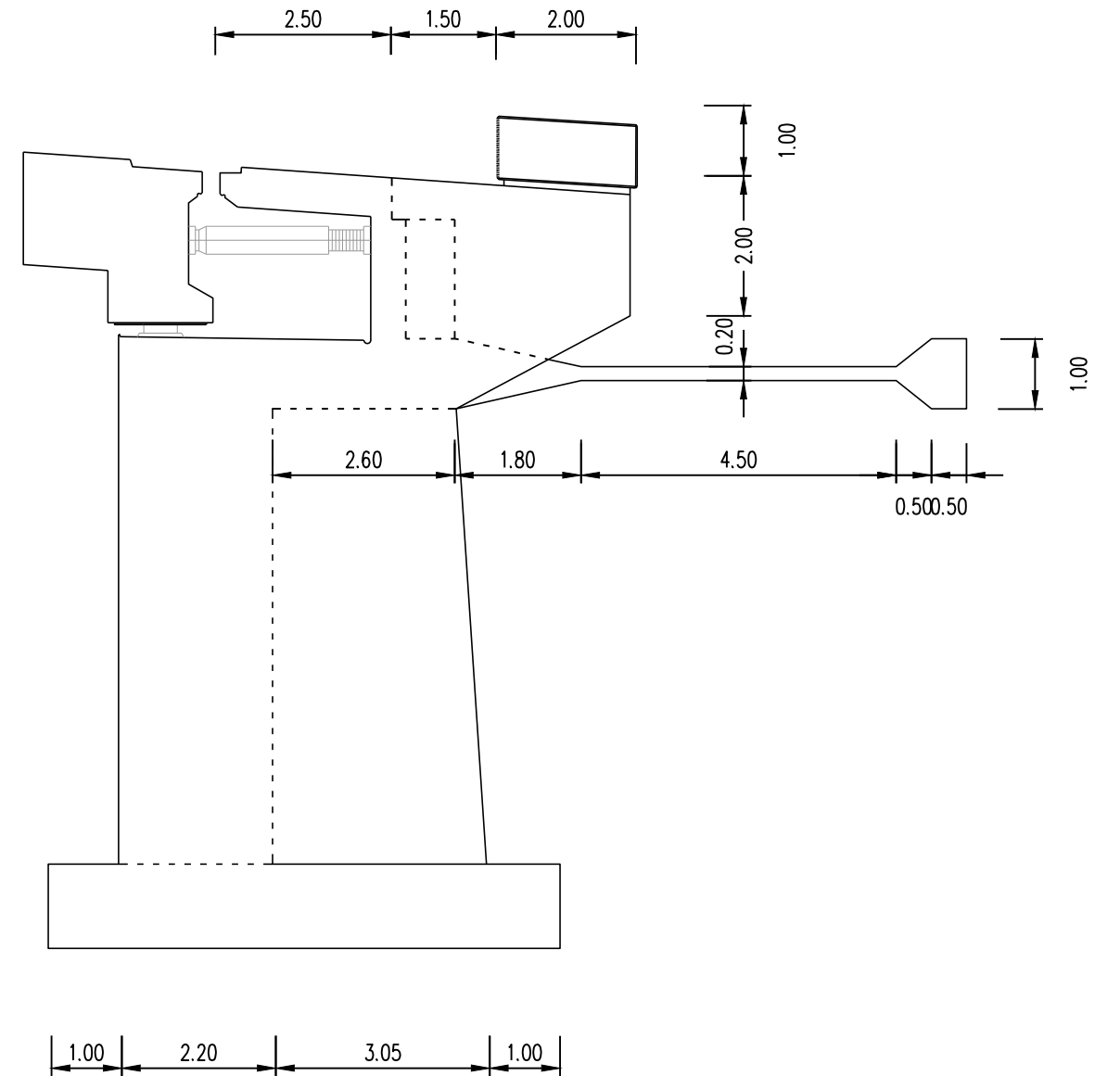
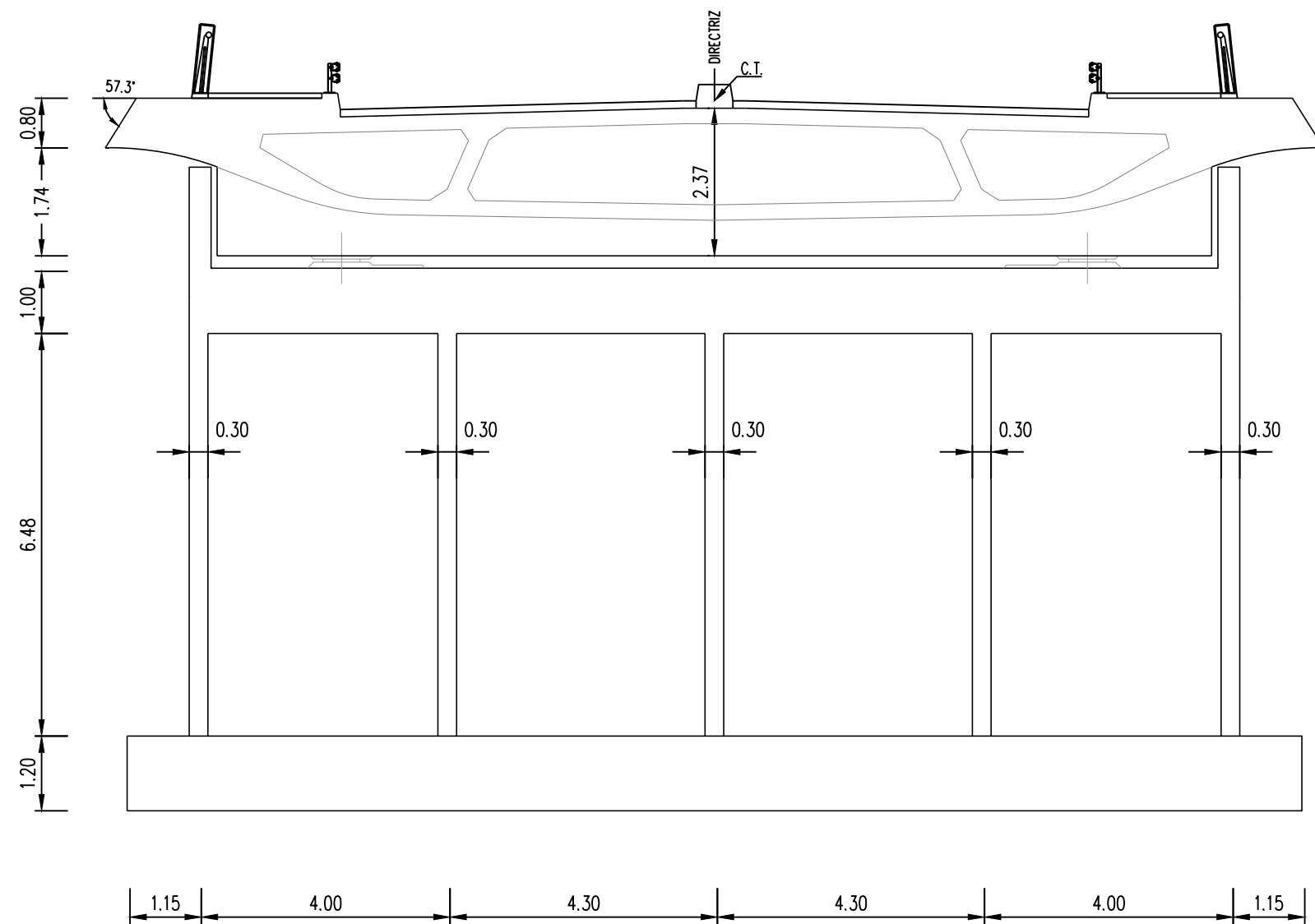
NOTA: DIMENSÕES SUJEITAS A ALTERAÇÕES

Desenho nº6



CORTE LONGITUDINAL PELO EIXO DAS LONGARINAS

NOTA: A REPRESENTAÇÃO DESPREZA A INCLINAÇÃO DO TABULEIRO



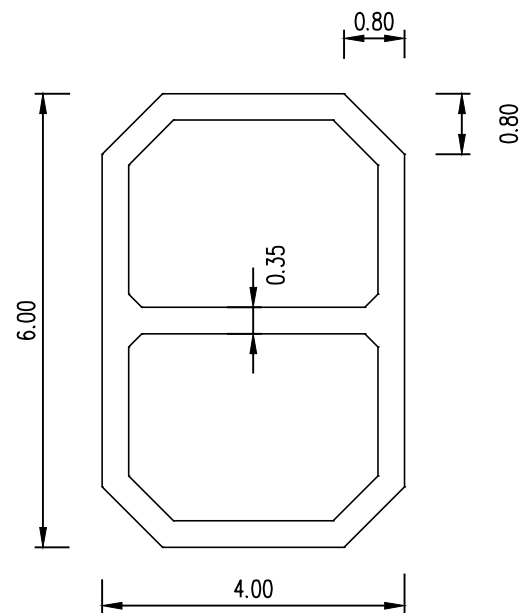
ENCONTROS E1 E E2

NOTA: As dimensões omissas de menor relevância devem detalhadas em projeto de execução

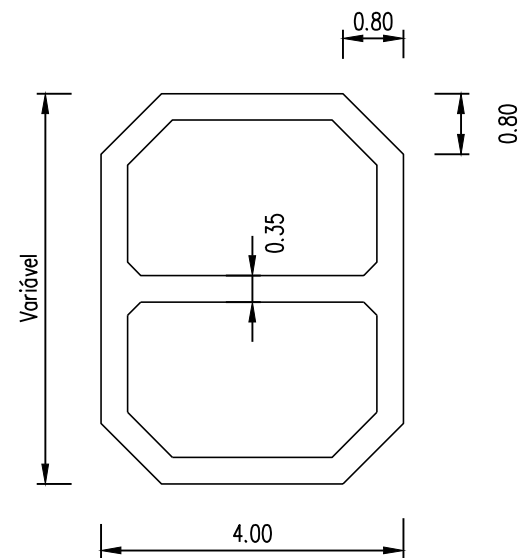
Projeto de uma Ponte Rodoviária entre Porto e Gaia		Mestrado Integrado em Engenharia Civil	U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
Nome: José Cristiano Ferreira Moreira		Data: Julho 2012	
TABULEIRO/ENCONTROS - DIMENSÕES		Escala: 1:100	

NOTA: DIMENSÕES SUJEITAS A ALTERAÇÕES

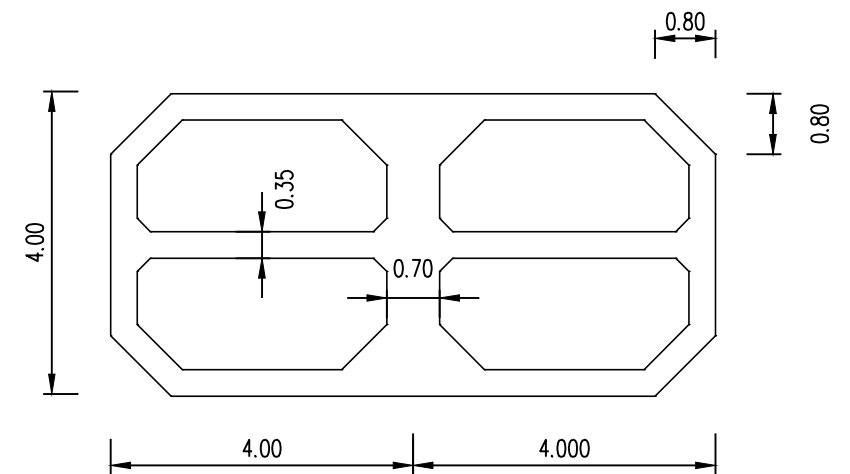
Desenho nº7



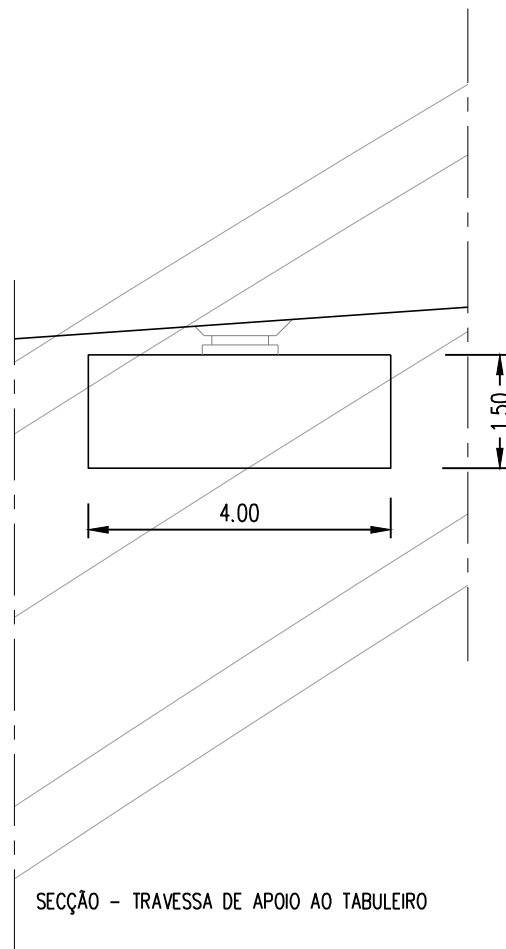
SECÇÃO - ARRANQUE DO ARCO



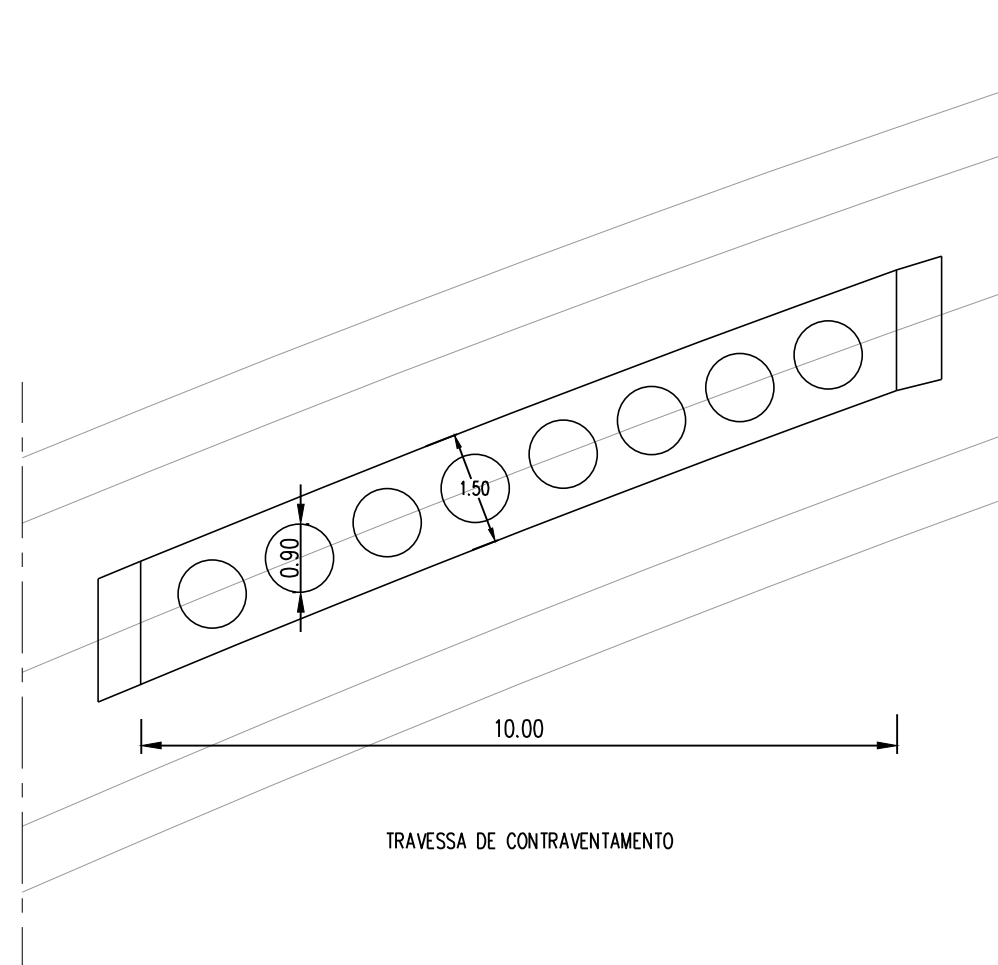
SECÇÃO - INTERMÉDIA DO ARCO



SECÇÃO - MEIO DO ARCO



SECÇÃO - TRAVESSA DE APOIO AO TABULEIRO

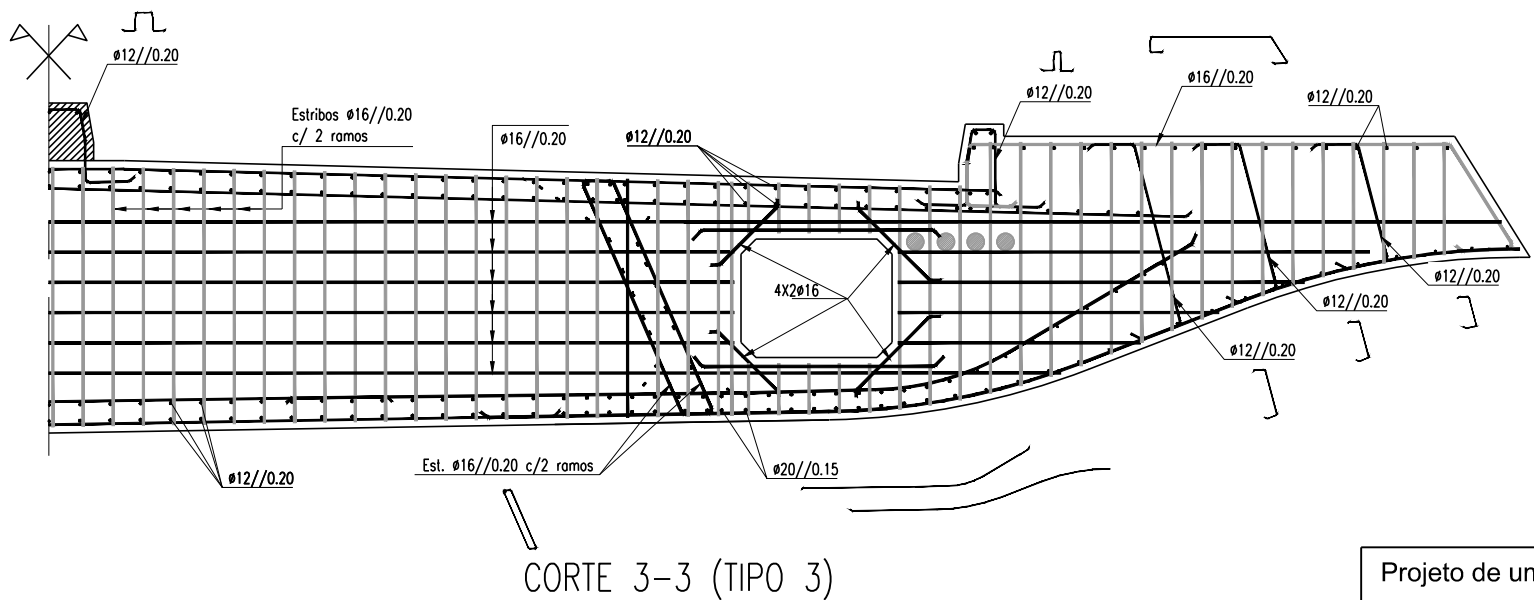
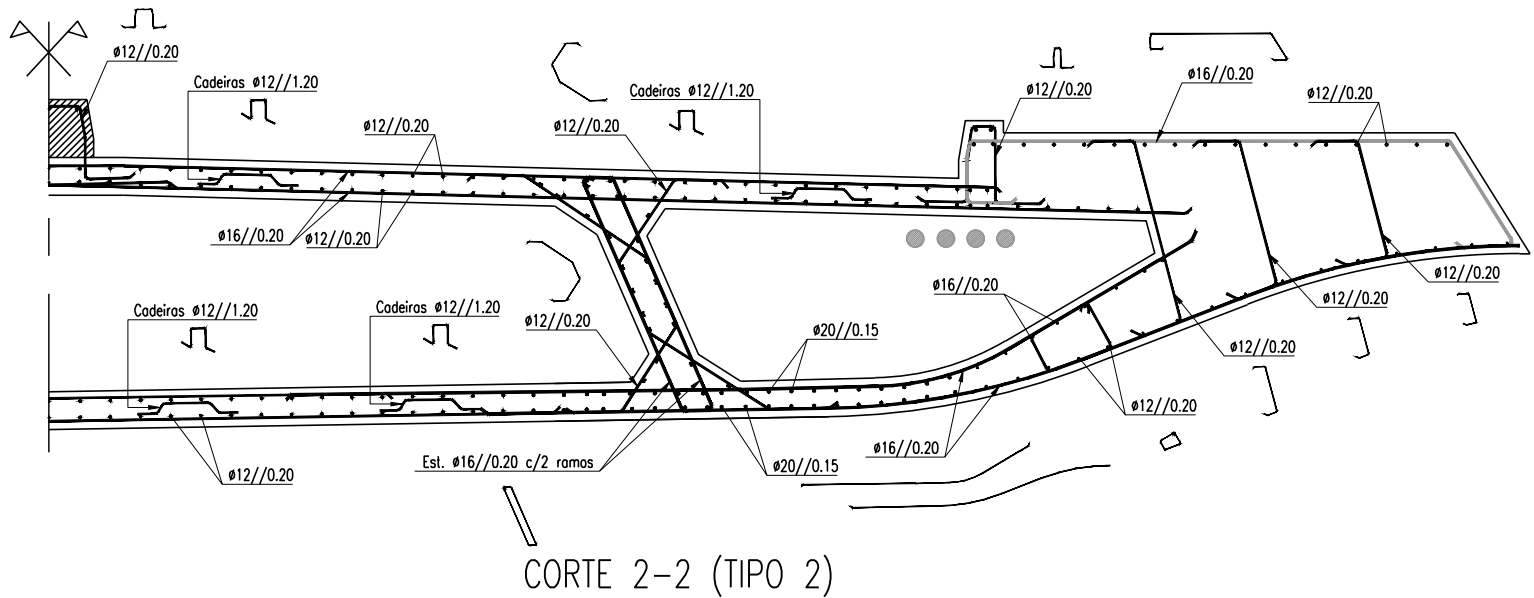
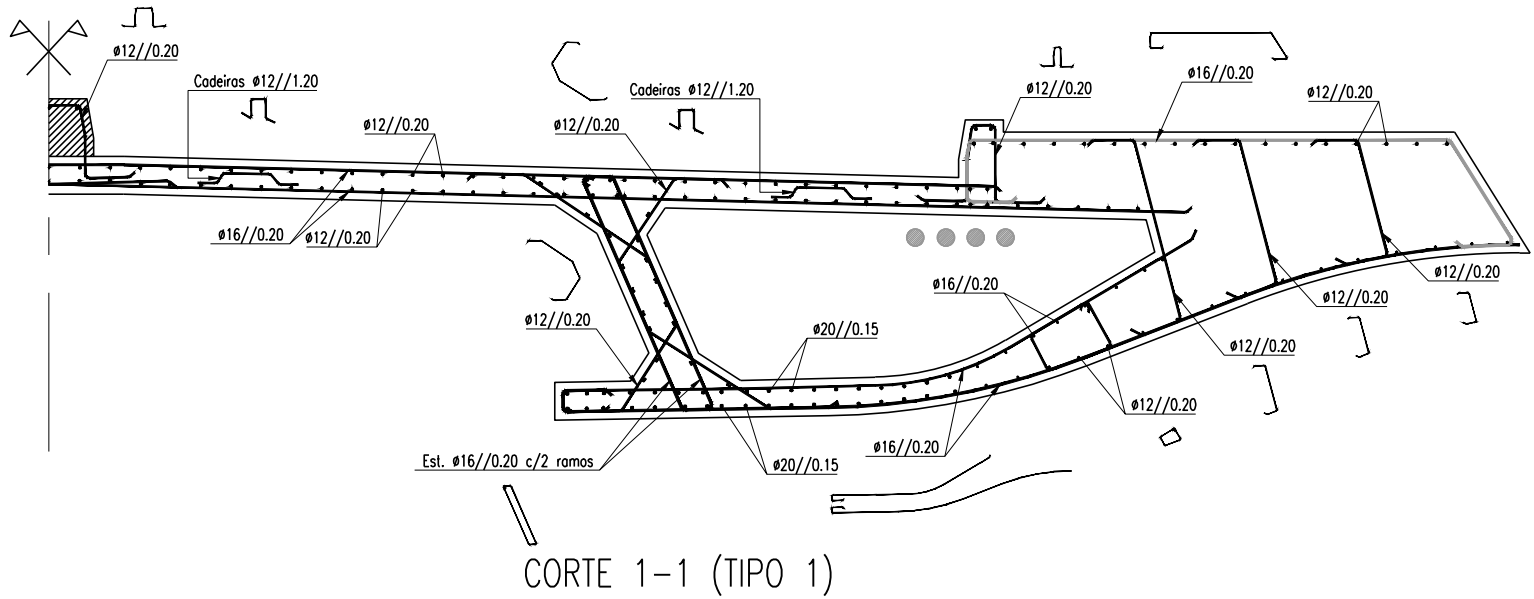


TRAVESSA DE CONTRAVENTAMENTO

NOTA: As dimensões omissas de menor relevância devem detalhadas em projeto de execução

Projeto de uma Ponte Rodoviária entre Porto e Gaia		Mestrado Integrado em Engenharia Civil	U.PORTO <small>FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO</small>
Nome: José Cristiano Ferreira Moreira		Data: Julho 2012	
ARCO/TRAVESSAS - DIMENSÕES		Escala: 1:100	
			Desenho nº8

ZONA SUSPENSA
CORTES



AMARRAÇÕES E RECOBRIMENTOS

SEMPRE QUE NÃO HAJA INDICAÇÃO EM CONTRÁRIO OS
COMPRIMENTOS MIN. DE AMARRAÇÃO SERÃO OS SEGUINTE:

Comprimentos de amarração $l_{b,net} = l_b$ (terminações rectas)
Comprimentos de amarração $l_{b,net} = 0.7l_b$ (terminações curvas)

NOTAS

$l_{b, net,1}$ - boa aderência
 $l_{b, net,2}$ - aderência reduzida

Condições de boa aderência (boas condições de betonagem):

- varões inclinados que formem um ângulo superior a 45° com o horizontal;
- varões integrados em elementos horizontais com espessura não superior a 25cm;
- varões situados na metade inferior do elemento ou a mais de 30cm da face superior.

- Para varões justapostos, adotar diâmetro equivalente.

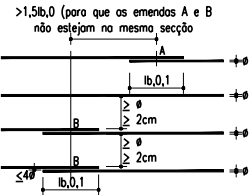
Diâmetros interiores mínimos de dobragem d_b em cotovelos, laços, estribos e cintos para A500	
ϕ (mm)	d_b (mm)
8	40
10	50
12	60
16	80
20	120
25	200

Comprimentos de referência das amarrações e emendas: $l_b = \phi/4 \times f_{syd}/f_{bd}$ (mm)							
Boa aderência		Diâmetro varões alta aderência (mm)					
Classes de Betão		8	10	12	16	20	25
C30/37		290	370	440	580	730	910
C50/60		210	260	320	420	520	650
Aderência reduzida		Diâmetro varões alta aderência (mm)					
Classes de Betão		8	10	12	16	20	25
C30/37		420	520	630	830	1040	1300
C50/60		300	370	450	600	740	930

RECOBRIMENTO MÍNIMO: 0.05m

/// ZONA A BETONAR APÓS A CONSTRUÇÃO DO TABULEIRO

COMPRIMENTOS DE SOBREPOSIÇÃO



Comprimentos de sobreposição $l_{b,0} = l_{b,net} \times \alpha$						
	Porcentagem de emendas na mesma secção					
	<20%	25%	33%	50%	>50%	
α	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	
						$\phi < 16$

Projeto de uma Ponte Rodoviária entre Porto e Gaia Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Nome: José Cristiano Ferreira Moreira

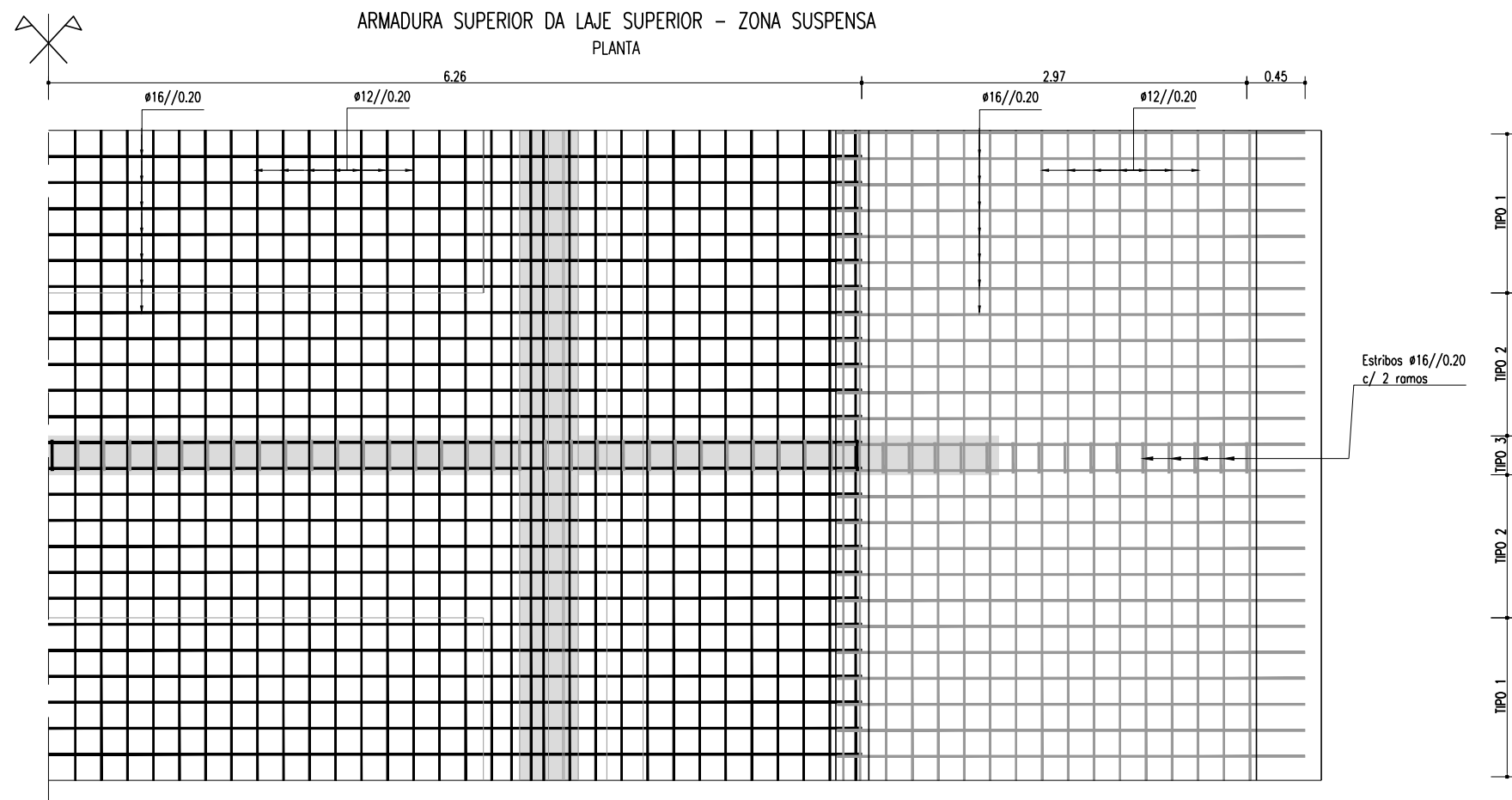
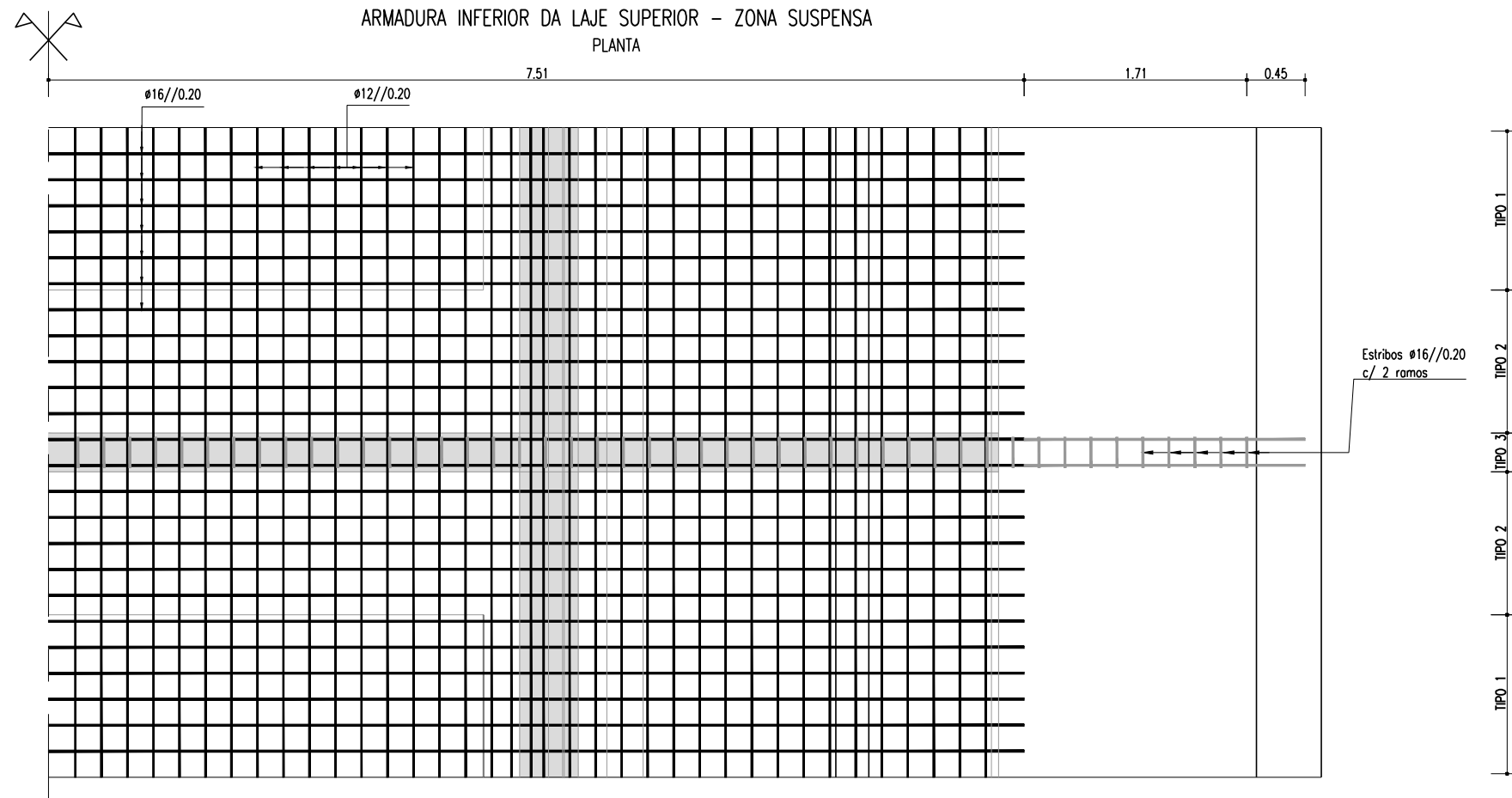
Data: Julho 2012

TABULEIRO - ARMADURAS 1/6

Escala: 1:50

U. PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

Desenho nº9



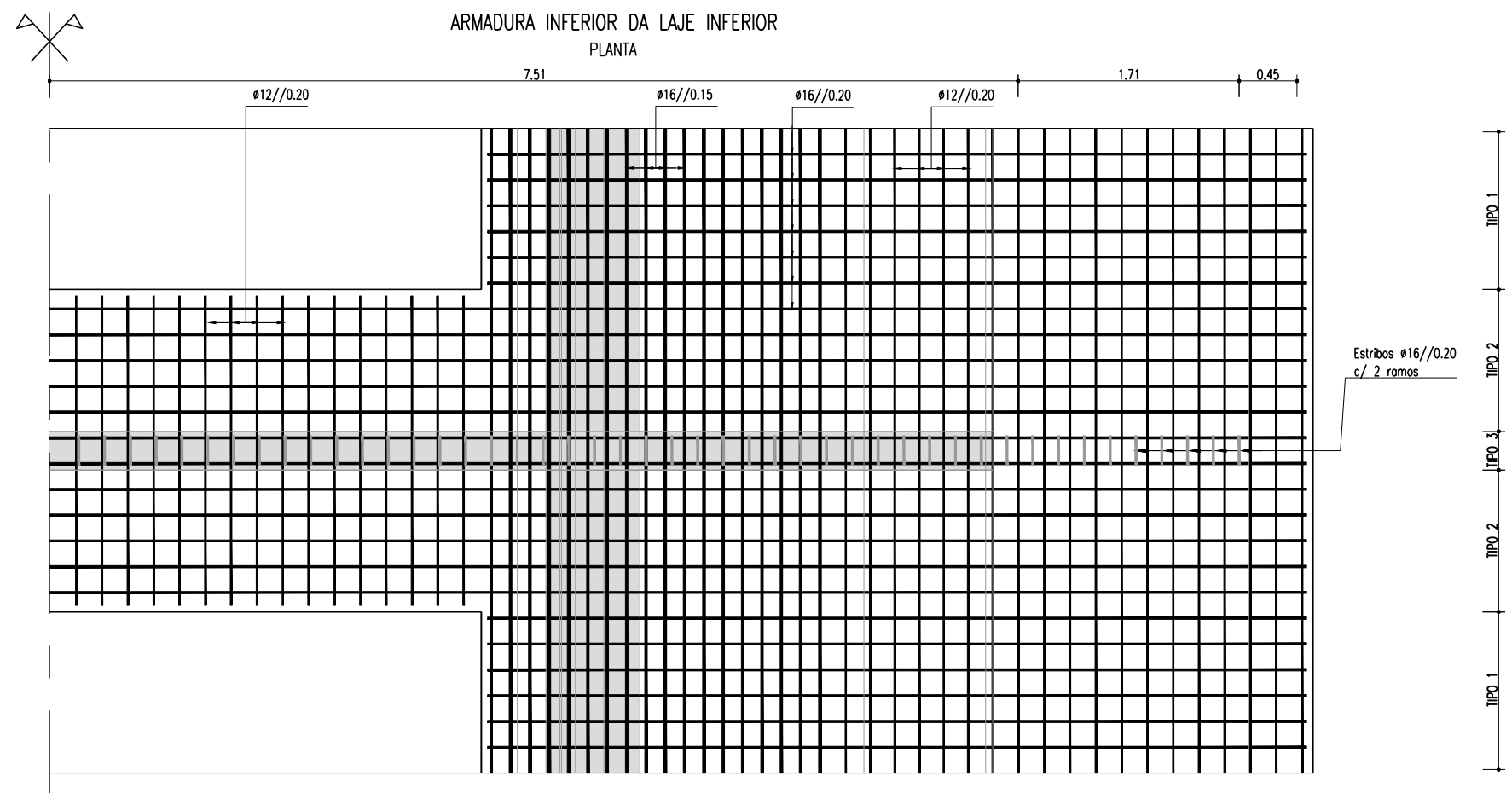
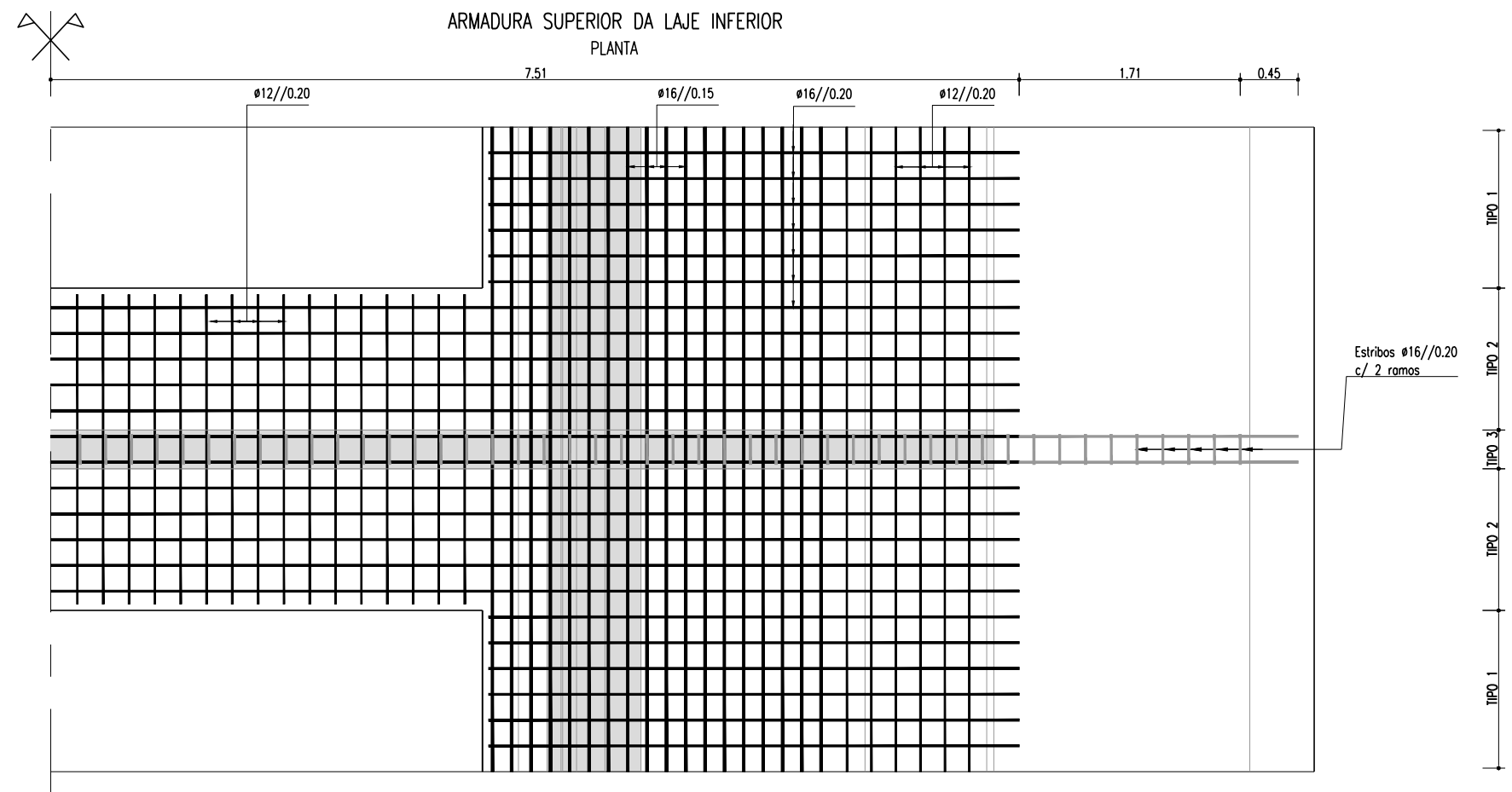
Projeto de uma Ponte Rodoviária entre Porto e Gaia

Nome: José Cristiano Ferreira Moreira

Data: Julho 2012

TABULEIRO - ARMADURAS 2/6

Escala: 1:50



Projeto de uma Ponte Rodoviária entre Porto e Gaia

Nome: José Cristiano Ferreira Moreira

Data: Julho 2012

TABULEIRO - ARMADURAS 3/6

Escala: 1:50

AMARRAÇÕES E RECOBRIMENTOS

SEMPRE QUE NÃO HAJA INDICAÇÃO EM CONTRÁRIO OS
COMPRIMENTOS MIN. DE AMARRAÇÃO SERÃO OS SEGUINTE:

Comprimentos de amarração $l_{b,net} = l_b$ (terminações rectas)
Comprimentos de amarração $l_{b,net} = 0.7l_b$ (terminações curvas)

NOTAS

$l_{b, net,1}$ - boa aderência
 $l_{b, net,2}$ - aderência reduzida

Condições de boa aderência (boas condições de betonagem):

- varões inclinados que formem um ângulo superior a 45° com o horizontal;
- varões integrados em elementos horizontais com espessura não superior a 25cm;
- varões situados na metade inferior do elemento ou a mais de 30cm da face superior.

- Para varões justapostos, adotar diâmetro equivalente.

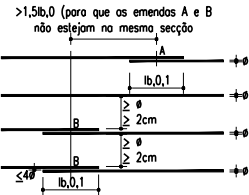
Diâmetros interiores mínimos de dobragem d_b em cotovelos, laços, estribos e cintas para A500	
ϕ (mm)	d_b (mm)
8	40
10	50
12	60
16	80
20	120
25	200

Comprimentos de referência das amarrações e emendas: $l_b = \phi/4 \times f_{syd}/f_{bd}$ (mm)							
Boa aderência		Diâmetro varões alta aderência (mm)					
Classes de Betão		8	10	12	16	20	25
C30/37		290	370	440	580	730	910
C50/60		210	260	320	420	520	650
Aderência reduzida		Diâmetro varões alta aderência (mm)					
Classes de Betão		8	10	12	16	20	25
C30/37		420	520	630	830	1040	1300
C50/60		300	370	450	600	740	930

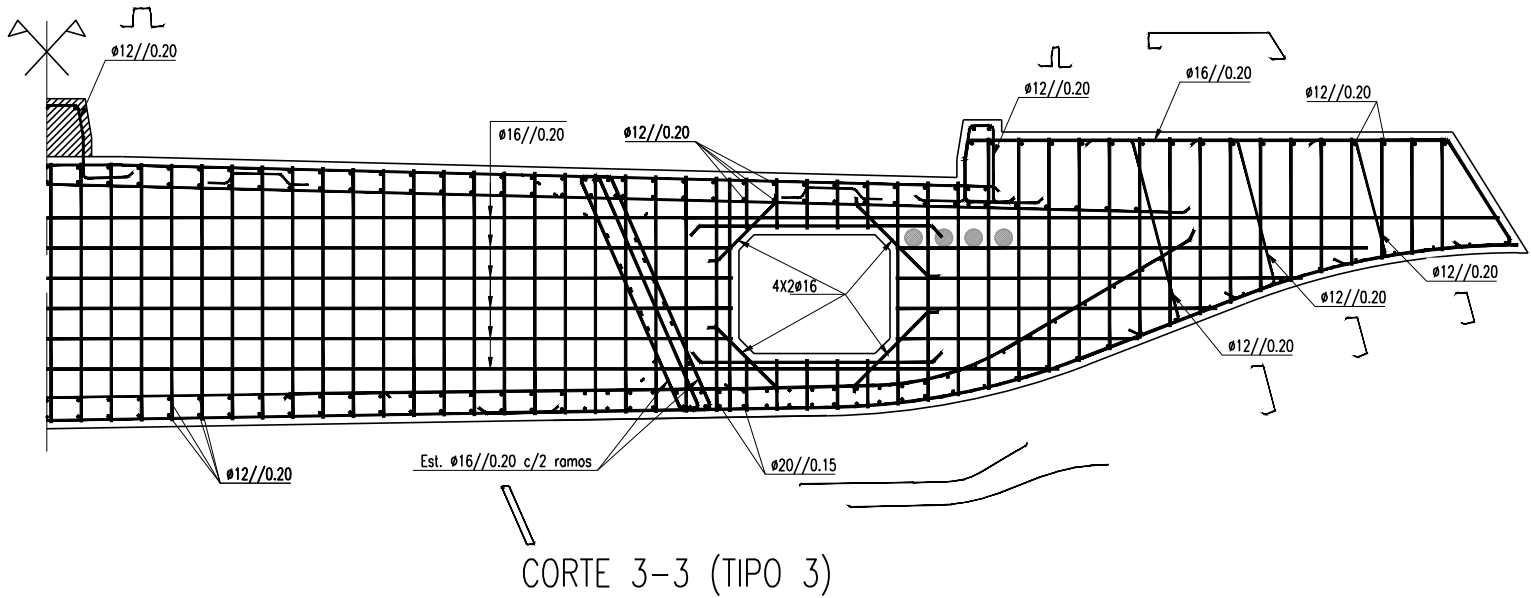
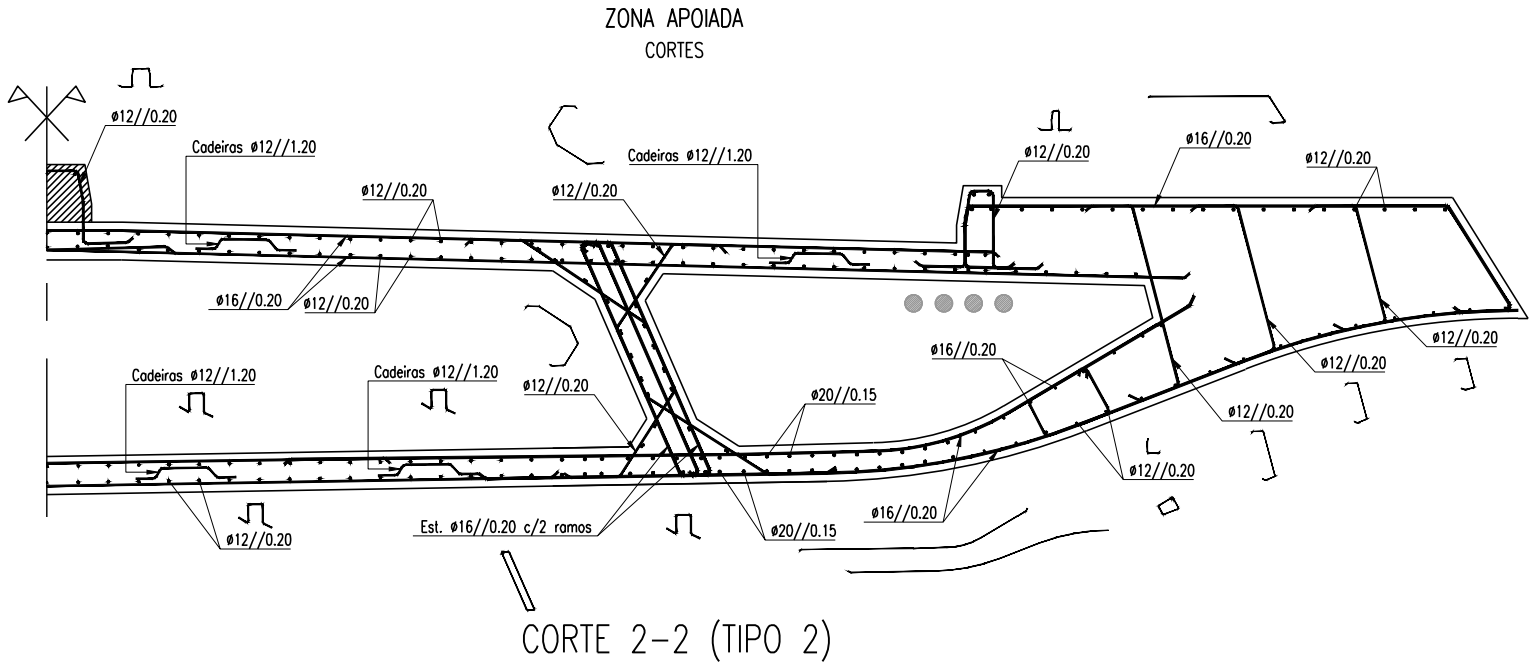
RECOBRIMENTO MÍNIMO: 0.05m

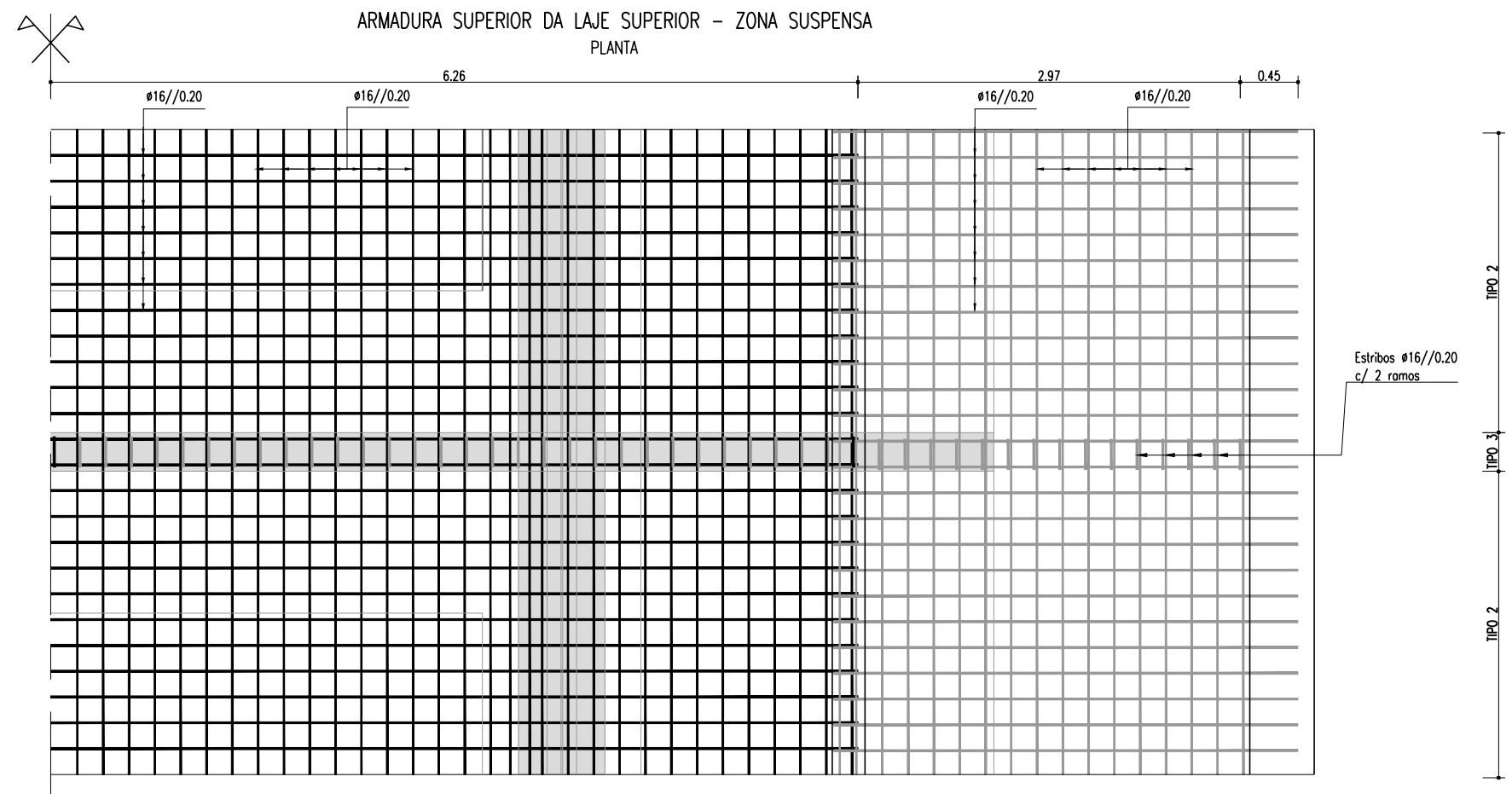
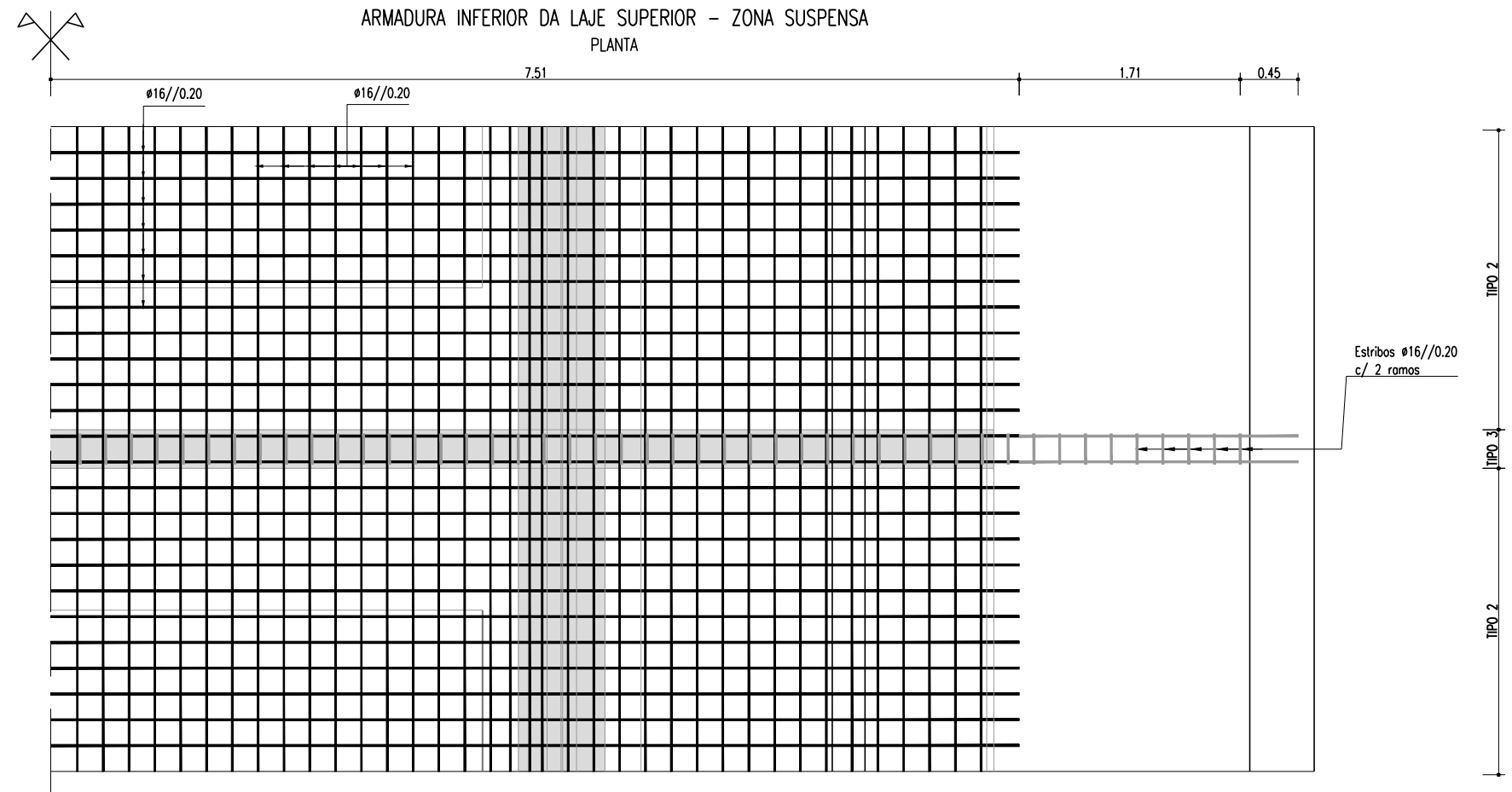
ZONA A BETONAR APÓS A CONSTRUÇÃO DO TABULEIRO

COMPRIMENTOS DE SOBREPOSIÇÃO



Comprimentos de sobreposição $l_{b,0} = l_{b,net} \times \alpha$					
	Porcentagem de emendas na mesma secção				
	<20%	25%	33%	50%	>50%
α	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
	$\phi < 16$				





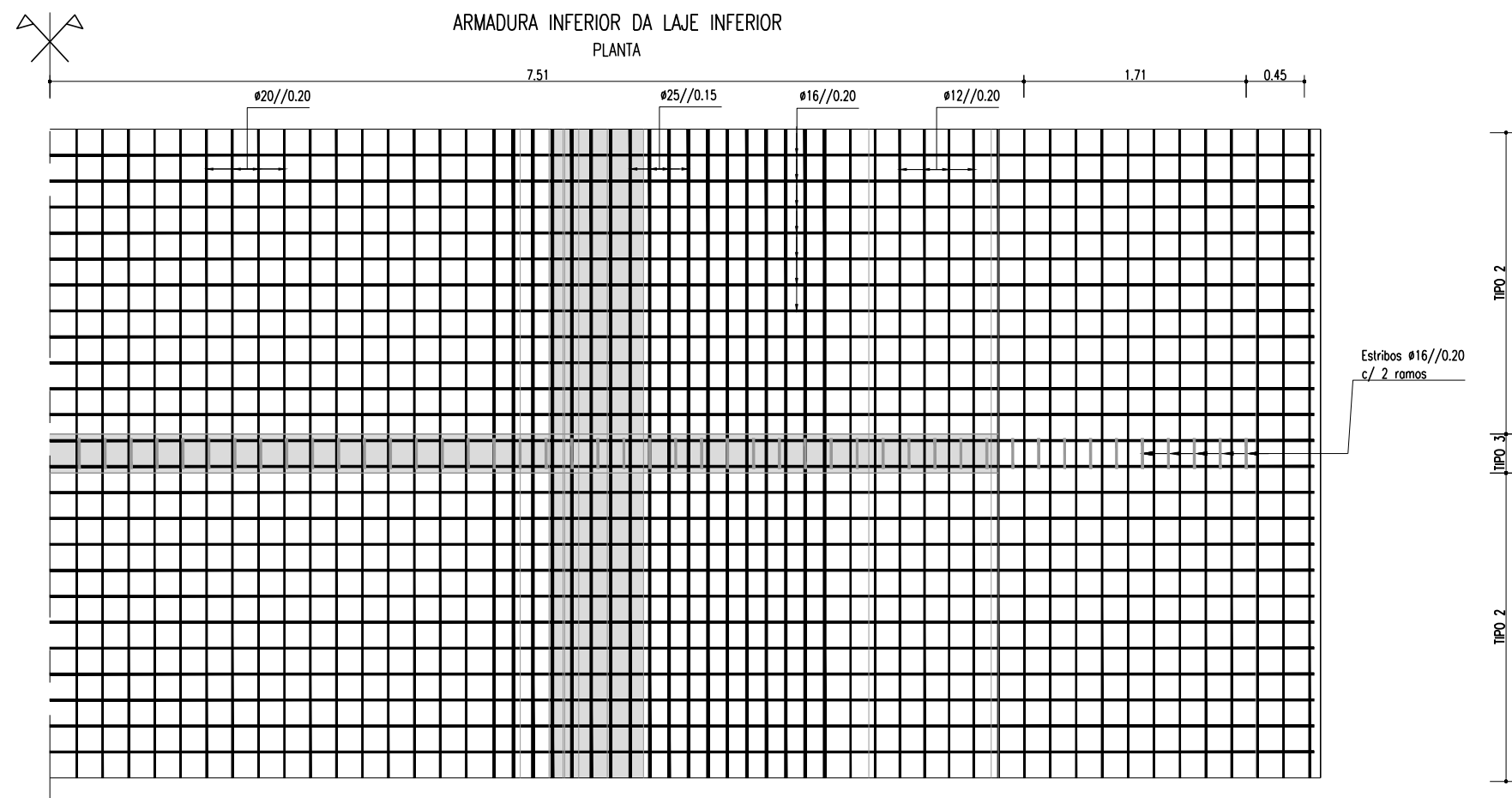
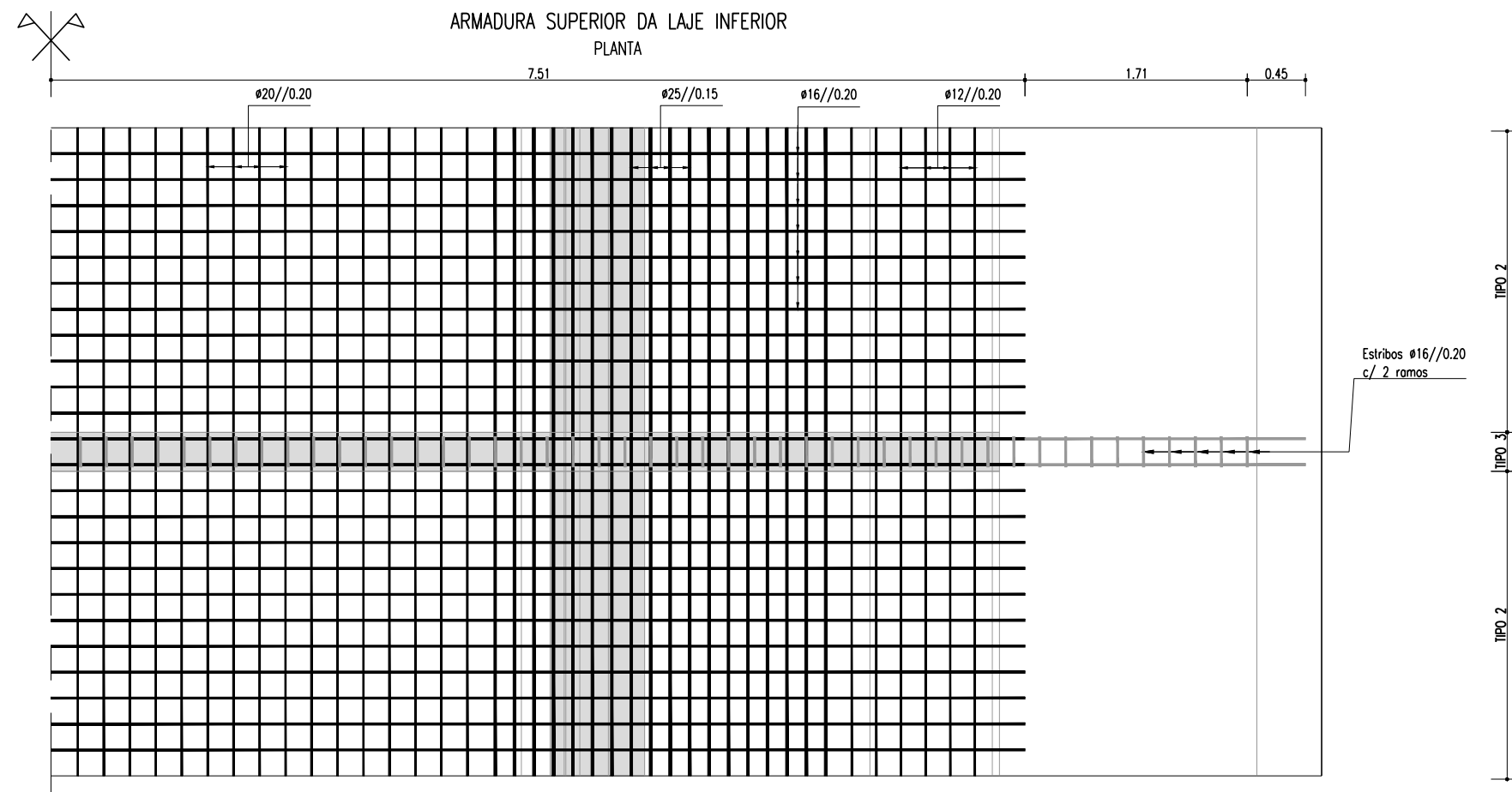
Projeto de uma Ponte Rodoviária entre Porto e Gaia

Nome: José Cristiano Ferreira Moreira

Data: Julho 2012

TABULEIRO - ARMADURAS 5/6

Escala: 1:50



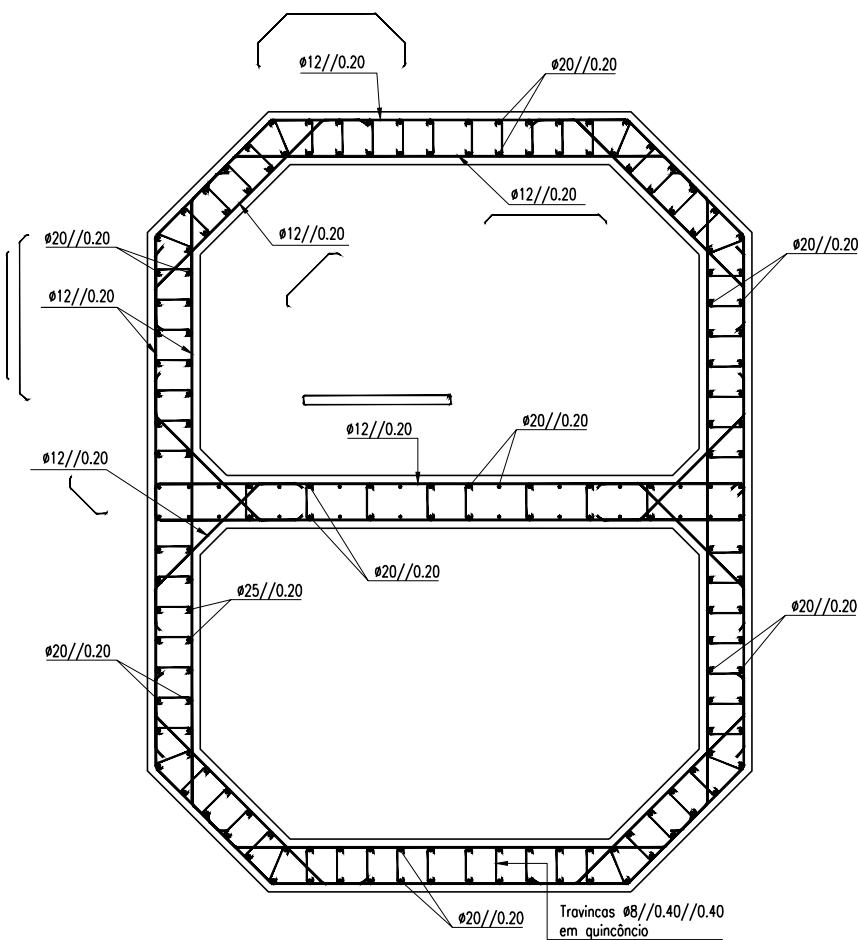
Projeto de uma Ponte Rodoviária entre Porto e Gaia

Nome: José Cristiano Ferreira Moreira

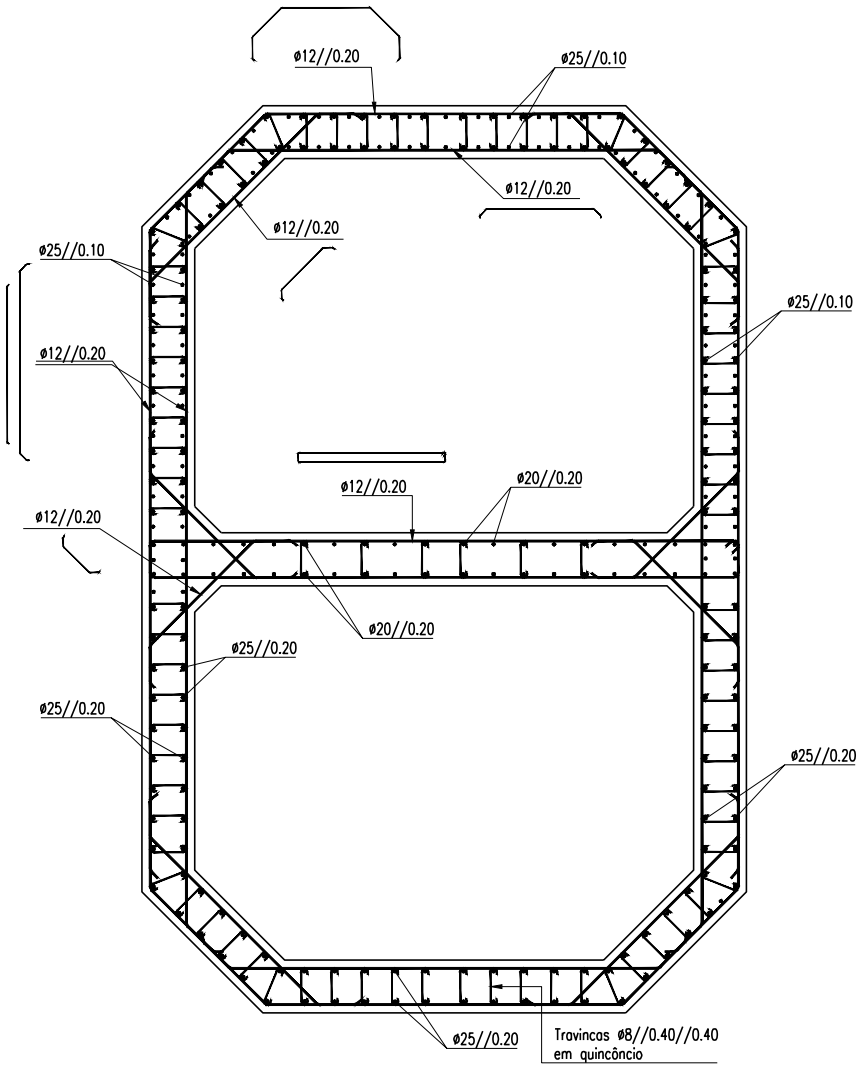
TABULEIRO - ARMADURAS 6/6

Data: Julho 2012

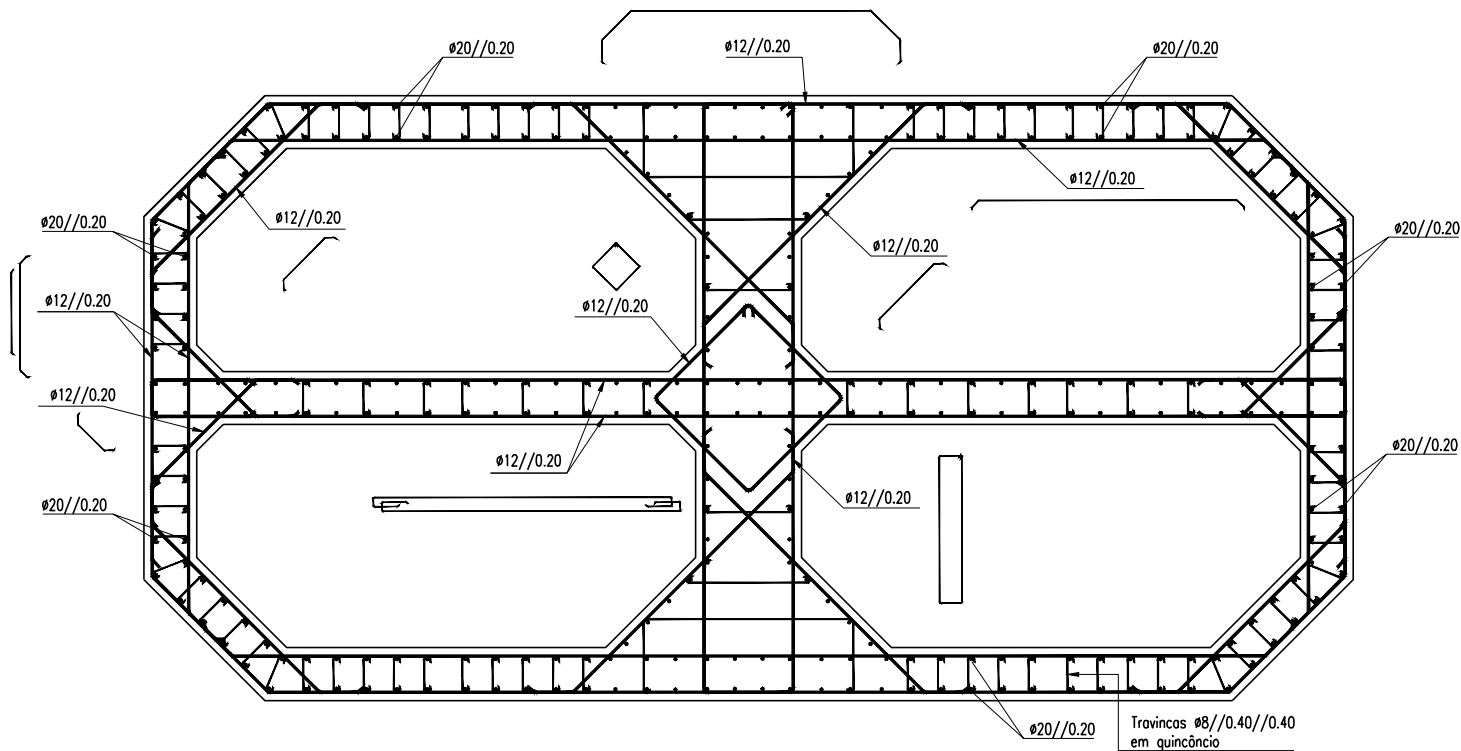
Escala: 1:50



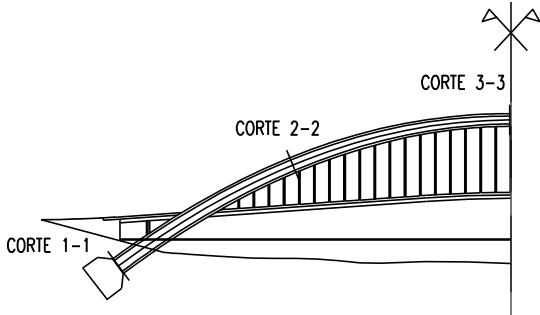
CORTE 2-2



CORTE 1-1



CORTE 3-3



AMARRAÇÕES E RECOBRIMENTOS

SEMPRE QUE NÃO HAJA INDICAÇÃO EM CONTRÁRIO OS COMPRIMENTOS MIN. DE AMARRAÇÃO SERÃO OS SEGUINTE:

Comprimentos de amarração $l_{b,net} = l_b$ (terminações rectas)
Comprimentos de amarração $l_{b,net} = 0.7l_b$ (terminações curvas)

NOTAS

$l_{b, net,1}$ - boa aderência
 $l_{b, net,2}$ - aderência reduzida

Condições de boa aderência (boas condições de betonagem):

- varões inclinados que formem um ângulo superior a 45° com o horizontal;
- varões integrados em elementos horizontais com espessura não superior a 25cm;
- varões situados na metade inferior do elemento ou a mais de 30cm da face superior.

- Para varões justapostos, adotar diâmetro equivalente.

Diâmetros interiores mínimos de dobragem d_b em cotovelos, laços, estribos e cintos para A500

ϕ (mm)	d_b (mm)
8	40
10	50
12	60
16	80
20	120
25	200

Comprimentos de referência das amarrações e emendas: $l_b = \phi/4 \times f_{syd}/f_{bd}$ (mm)

Boa aderência

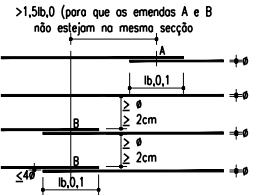
Classes de Betão	Diâmetro varões alta aderência (mm)						
	8	10	12	16	20	25	32
C30/37	290	370	440	580	730	910	1160
C50/60	210	260	320	420	520	650	830

Aderência reduzida

Classes de Betão	Diâmetro varões alta aderência (mm)						
	8	10	12	16	20	25	32
C30/37	420	520	630	830	1040	1300	1660
C50/60	300	370	450	600	740	930	1190

RECOBRIMENTO MÍNIMO: 0.05m

COMPRIMENTOS DE SOBREPOSIÇÃO



Comprimentos de sobreposição $l_{b,0} = l_{b,net} \times \alpha$

	Porcentagem de emendas na mesma secção				
	<20%	25%	33%	50%	>50%
α	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
	$\phi < 16$				

Projeto de uma Ponte Rodoviária entre Porto e Gaia

Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Nome: José Cristiano Ferreira Moreira

Data: Julho 2012

ARCO - ARMADURAS

Escala: 1:50

ANEXO B

ESTIMATIVA ORÇAMENTAL

O custo total da obra estima-se em 15.000.000,00 euros. Conforme se verifica na tabela 24, a estimativa de custos efetuada foi baseada nos principais planos de trabalhos, nas medições das peças desenhadas e no seu custo unitário. As medições realizadas enquadram-se nas seguintes quantidades:

- Movimentos de terras;
- Betões;
- Cofragens e cavaletes;
- Aços;
- Diversos (RCP, juntas, aparelhos de apoio, etc.);
- Outros trabalhos;
- Estaleiro.

Todos os valores adotados foram obtidos com base em preços de referência utilizados no mercado português e com base em dados fornecidos por fornecedores contactados, pelo que, face aos inevitáveis erros e omissões, acima de tudo se pretende estimar o valor global da obra encontrando-se um valor de referência.

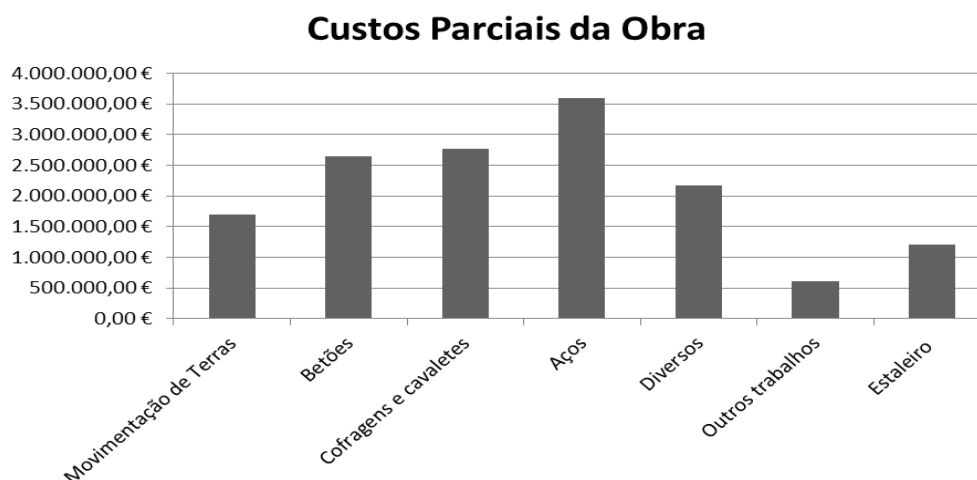


Fig. 146 – Custos parciais da obra

Tabela 32 – Estimativa orçamental da obra

Designação dos Trabalhos	Unidade	Quantidades	Preços	
			Unitário	Parcial
Movimentação de terras				
Execução de ensecadeiras incluindo montagem e desmontagem	m²	2.808,00	75,50 €	212.004,00 €
Escavação em terreno de qualquer natureza com possível recurso a explosivos para abertura de fundações, incluindo entivações, esgotos de água, elevação, remoção dos produtos escavados e regularização do fundo	m³	22.311,00	9,80 €	218.647,80 €
Aterro e compactação no preenchimento das escavações para fundações	m³	14.130,00	85,00 €	1.201.050,00 €
Remoção das terras sobrantes para vazadouro e eventual indemnização por depósito	m³	15.518,00	4,45 €	69.086,14 €
			Σ	1.700.787,94 €
Betões (incluindo fornecimento e colocação)				
Betão C16/20 na regularização de fundações e sob laje de transição (e=0,10m)	m³	288,00	82,68 €	23.811,84 €
Betão C30/37				
Arcos: sapatas	m³	2.664,00	112,50 €	299.700,00 €
Em encontro: sapatas	m³	100,00	112,50 €	11.250,00 €
Em Lajes de Transição	m³	36,00	112,50 €	4.050,00 €
Em encontros	m³	2.800,00	112,50 €	315.000,00 €
Ancoragens provisórias	m	1.960,00	112,50 €	220.500,00 €
Maciços de ancoragem provisórias	m³	150,00	112,50 €	16.875,00 €
Betão branco C50/60				
Arco	m³	3.900,00	200,00 €	780.000,00 €
Tabuleiro	m³	3.790,00	200,00 €	758.000,00 €
Travessas e montantes	m³	1.080,00	200,00 €	216.000,00 €
			Σ	2.645.186,84 €
Cofragens e cavaletes				
Nos encontros: em sapatas e lajes de transição	m²	560,00	12,50 €	7.000,00 €
Nos encontros, para betão não à vista	m²	1.500,00	12,50 €	18.750,00 €

Designação dos Trabalhos	Unidade	Quantidades	Preços	
			Unitário	Parcial
Nos encontros para betão à vista	m ²	2.130,00	17,50 €	37.275,00 €
Nos arcos: em sapatas	m ²	1.320,00	12,50 €	16.500,00 €
Transporte e colocação de elementos via marítima	Vg	1,00	23.000,00 €	23.000,00 €
Em cofragens perdidas, para aligeiramento das travessas	m	20.000,00	44,52 €	890.400,00 €
Cimbres móveis para execução do arco por avanços sucessivos, incluindo estruturas para a execução dos fechos	Vg	1,00	675.000,00 €	675.000,00 €
Sistemas de equilíbrio exterior das consolas, incluindo torres metálicas, tirantes e unidades de ancoragem	Vg	1,00	1.100.000,00 €	1.100.000,00 €
			Σ	2.767.925,00 €

Aços

Aço S500 nervurado aplicado em obra	Kg	1.381.600,00	1,00 €	1.381.600,00 €
Aço de pré-esforço Y 1860 S7 incluindo todas as operações e acessórios necessários à realização do pré-esforço:				
-Tabuleiro	Kg	232.500,00	3,75 €	871.875,00 €
-Tirantes	Kg	55.000,00	20,00 €	1.100.000,00 €
-Ancoragens	Kg	32.000,00	7,50 €	240.000,00 €
			Σ	3.593.475,00 €

Diversos

Aparelhos de apoio *Pot Bearing* + aparelho de amortecimento, colocados em obra:

-Encontros		4,00	16.000,00 €	64.000,00 €
Travessas		4,00	1.560,00 €	6.240,00 €
Juntas de dilatação, entre o tabuleiro e os encontros de acordo com as condições técnicas especiais:				
Com alongamento máximo = 0,10m e encurtamento mínimo = 0,05 m	m	42,00	650,00 €	27.300,00 €
Guarda-corpos (Guarda metálica) incluindo selagem, metalização, montagem e pintura				
Plataforma	m	680,00	127,20 €	86.496,00 €
Lancil, incluindo assentamento:				
Pré-fabricado, em encontros	m	630,00	15,90 €	10.017,00 €

Designação dos Trabalhos	Unidade	Quantidades	Preços	
			Unitário	Parcial
Tubos de polietileno rígido para colocação de cabos, no interior do passeio:				
Diâmetro de 100 mm	m	4.000,00	3,82 €	15.264,00 €
Cortinas de Drenagem com blocos de Betão poroso no tardo dos montantes e muros de ala, incluindo geotextil e caleiras de betão	m²	4.800,00	190,80 €	915.840,00 €
Caixas de Visita e ligação de cabos embebidos nos passeios, incluindo tampa e esgoto:				
Nos encontros		4,00	349,80 €	1.399,20 €
Saneamento de águas pluviais, incluindo tudo e grelha colocados (gárgula)		4,00	254,40 €	1.017,60 €
Betão de agregados leves no enchimento dos passeios	m³	34,56	101,76 €	3.516,83 €
Revestimento de passeios				
Granito	m²	2.340,00	35,00 €	81.900,00 €
Vigas de Bordadura:				
Em betão armado pré-fabricado, de cimento branco	m	120,14	69,96 €	8.404,99 €
Impermeabilização de todas as superfícies de betão em contacto com as terras com produto betuminoso	m²	1.640,00	3,82 €	6.258,24 €
Tubos de polietileno rígido de drenagem				
Diâmetro de 70 mm	m	2.100,00	450,00 €	945.000,00 €
			Σ	2.172.653,86 €
Outros trabalhos	vg	1,00	Σ	603.877,46 €
Estaleiro	vg	1,00		1.207.754,92 €
			Valor total	14.691.661,02 €
			valor residual	-308.338,98 €
			Estimativa de Custo Global	15.000.000,00 €

(Quinze milhões de euros)

ANEXO C

ANÁLISE LONGITUDINAL

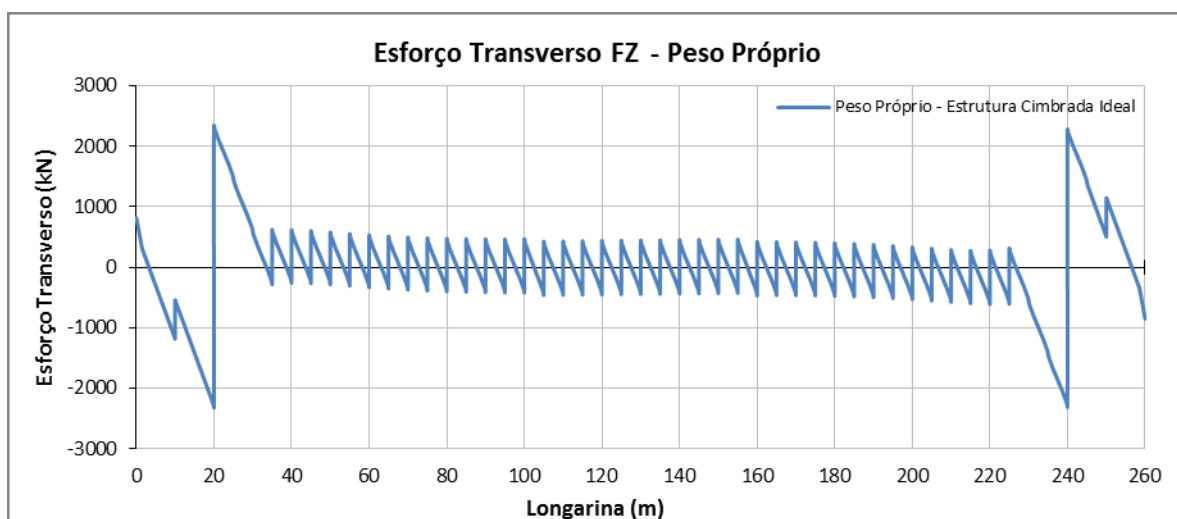
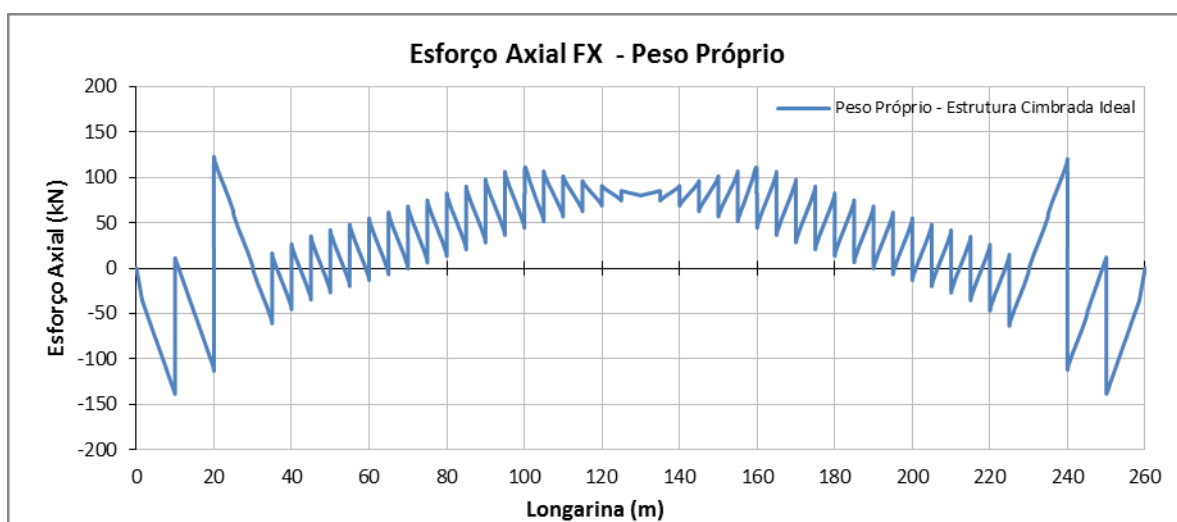
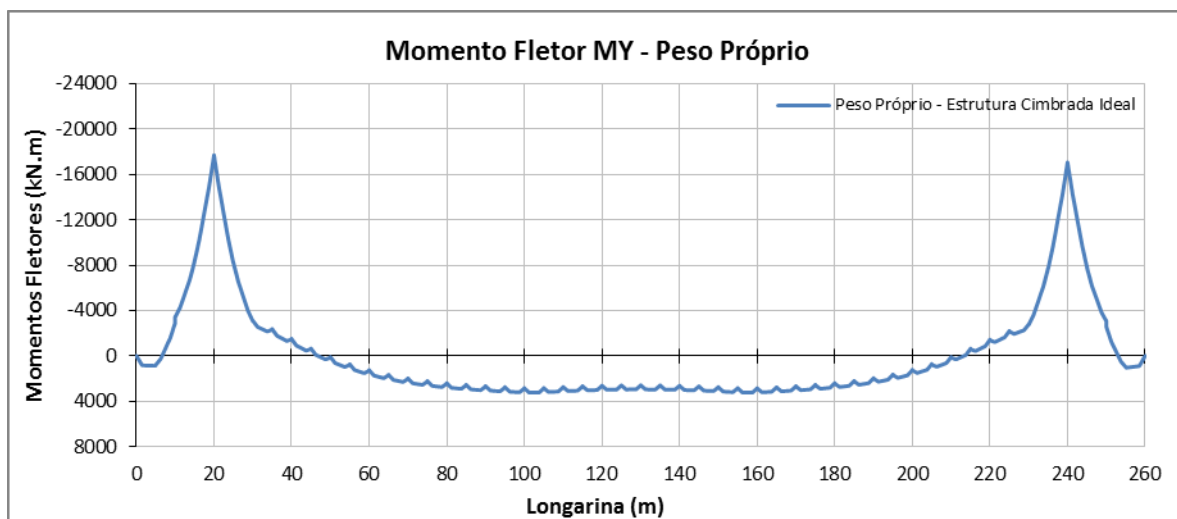
C.1. AÇÕES ATUANTES

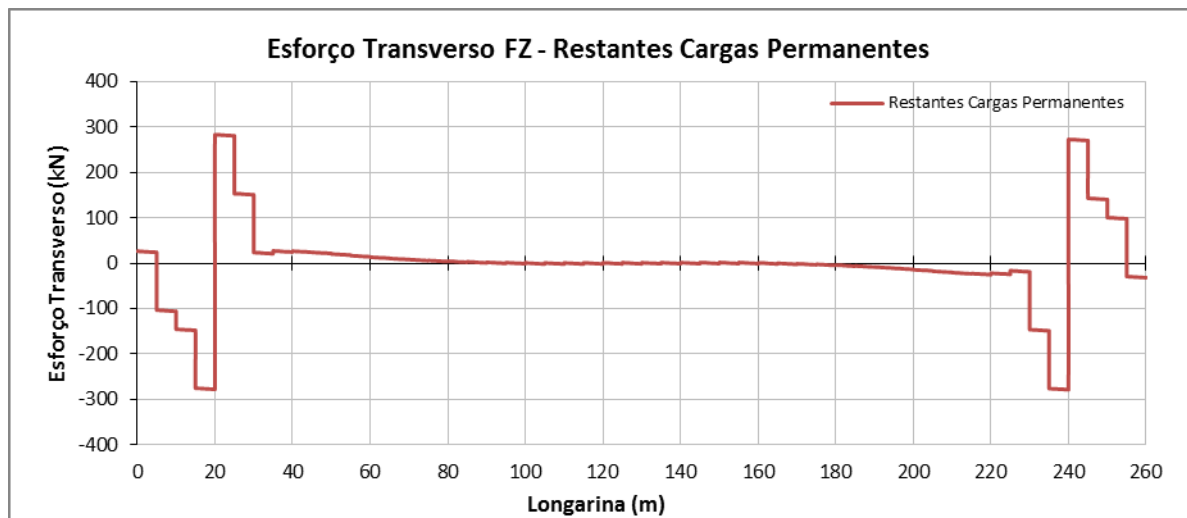
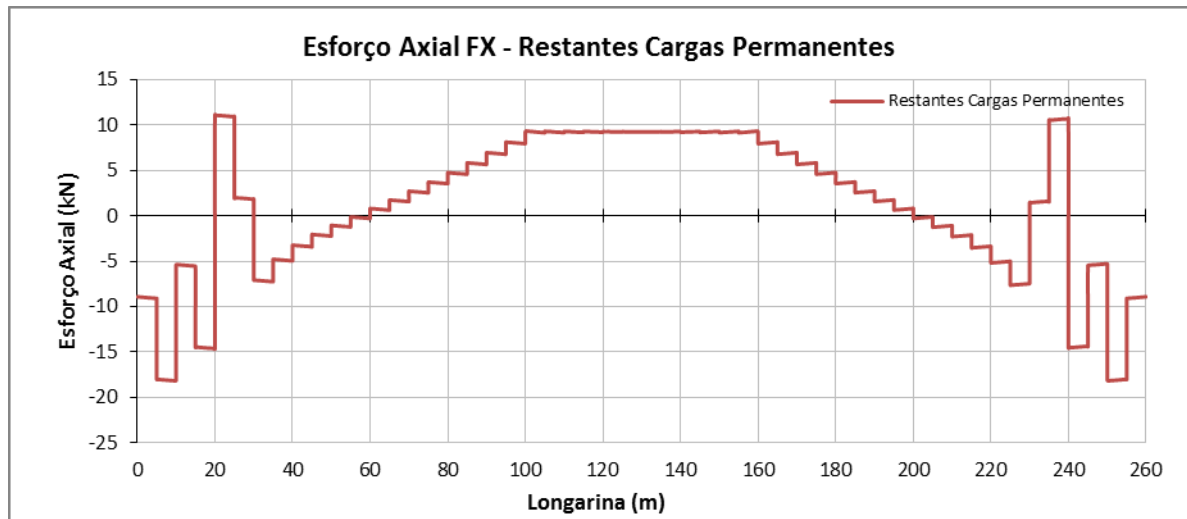
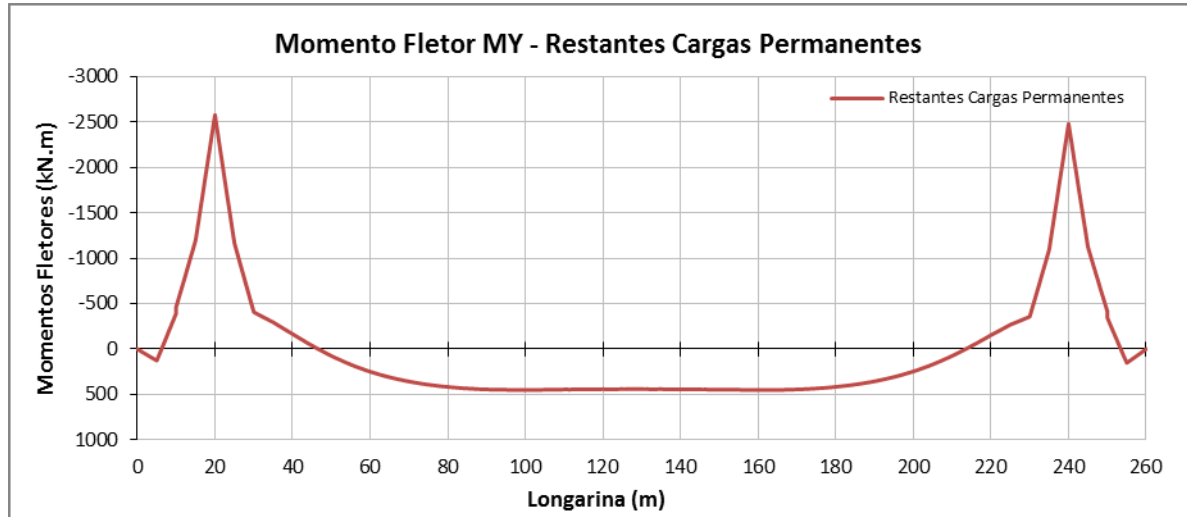
C.1.1. ANÁLISE DO TABULEIRO

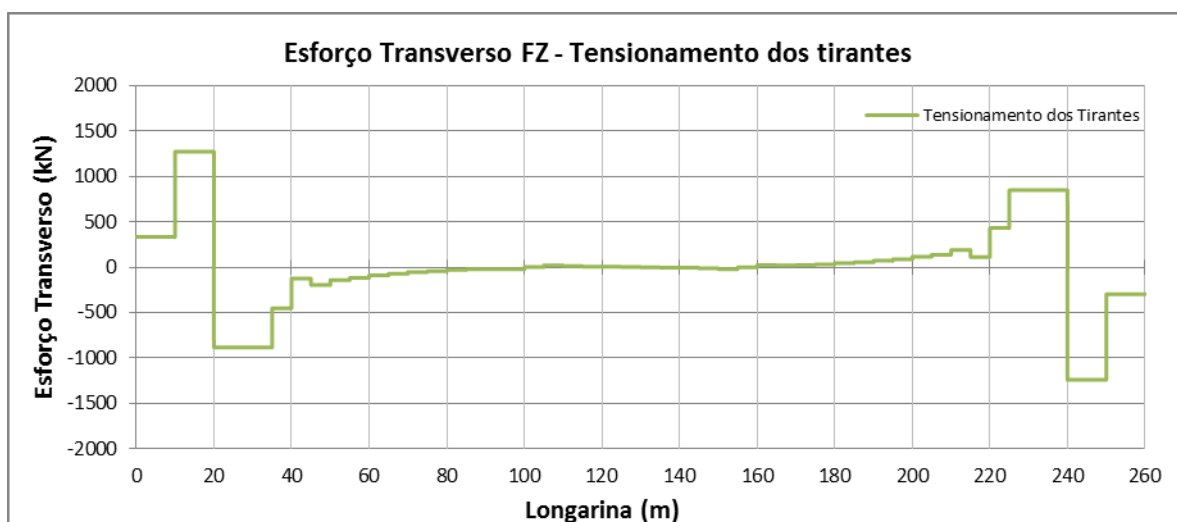
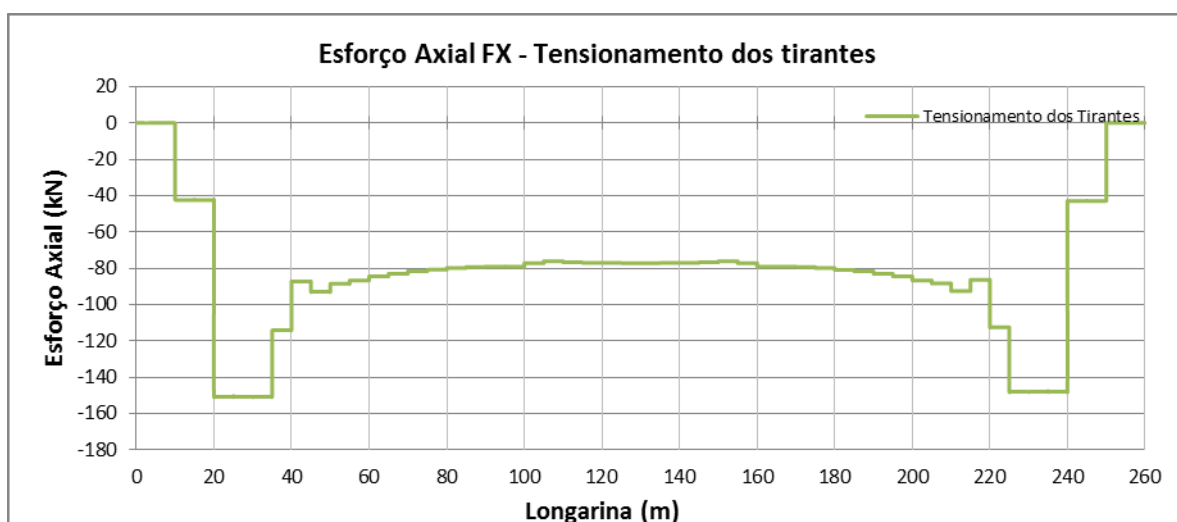
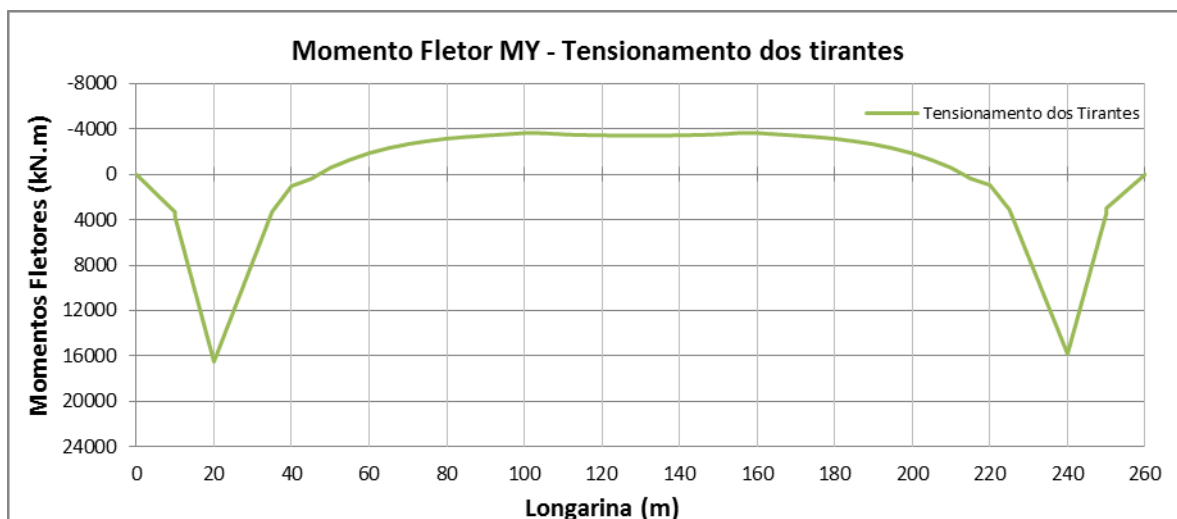
Tabela 33 - Casos de carga analisados para o tabuleiro

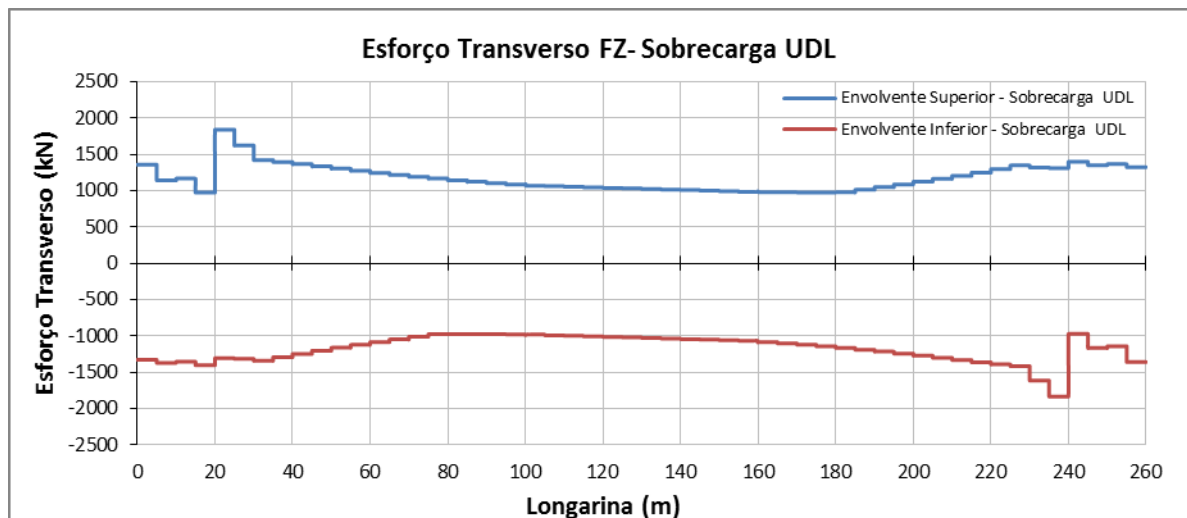
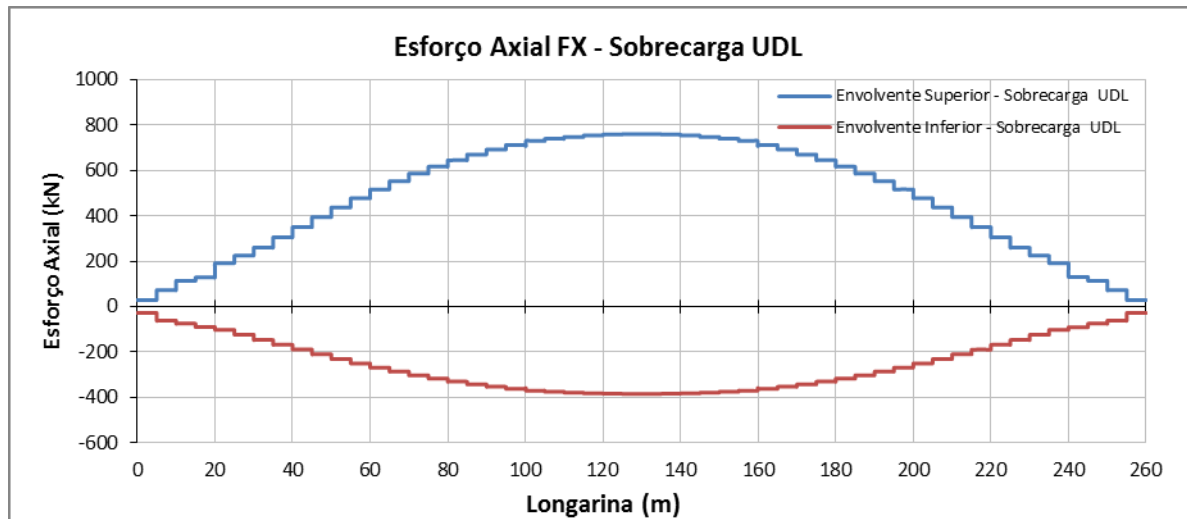
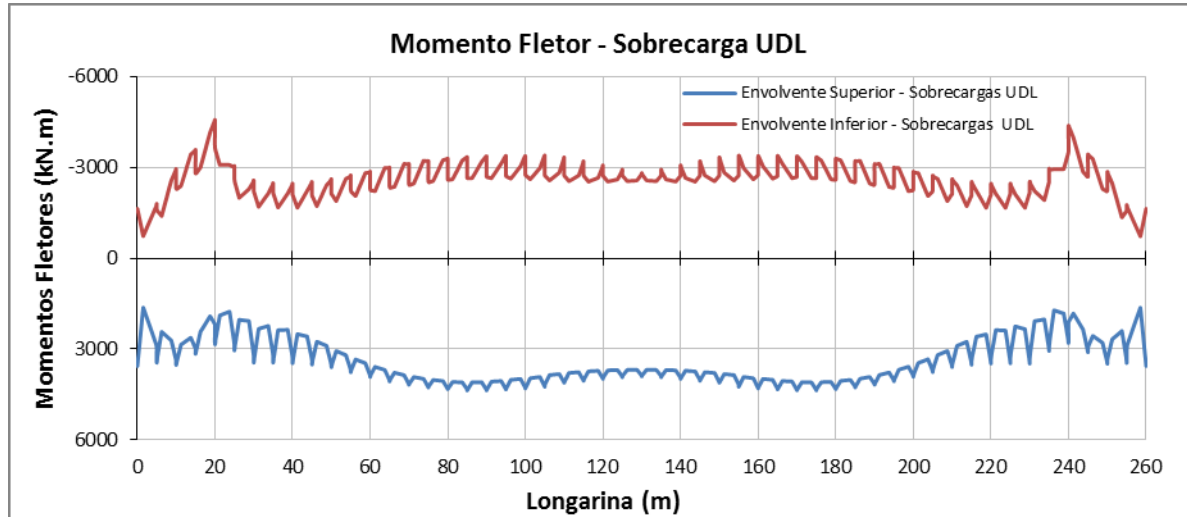
Caso	Nome do Caso
1	Peso Próprio
2	Restantes Cargas Permanentes
3	V. U. Temperatura (+25)
4	V. U. Temperatura (-15)
5	V. D. Temperatura (+15)
6	V. D. Temperatura (-15)
7to59	UDL_Lane1.1(9kN/M2)
60to 112	UDL_Lane1.2(9kN/M2)
113to165	UDL_Lane 2.1(2,5kN/M2)
167to213	UDL_Lane 2.2(2,5kN/M2)
214to266	TS_Lane1.1(2x300kN)
267to319	TS_Lane1.2(2x300kN)
320to372	TS_Lane2.1(2x100kN)
373to425	TS_Lane2.2(2x100kN)
426	Vento Long
427	Vento Transv
428	Levantamento do Apoio 1
429	Levantamento do Apoio 2
430	Levantamento do Apoio 3
431	Levantamento do Apoio 4
432	Tensionamento dos tirantes

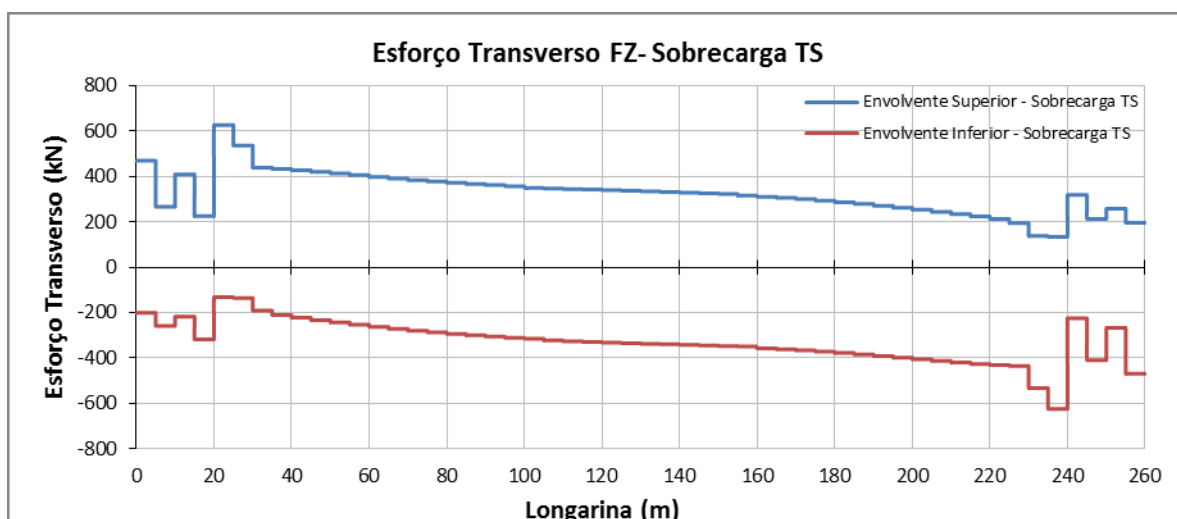
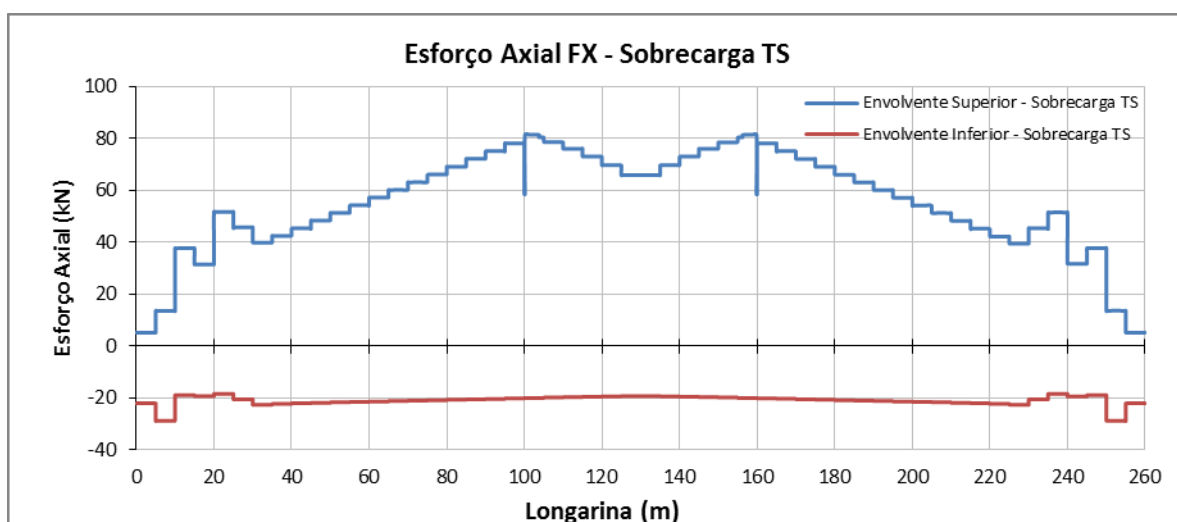
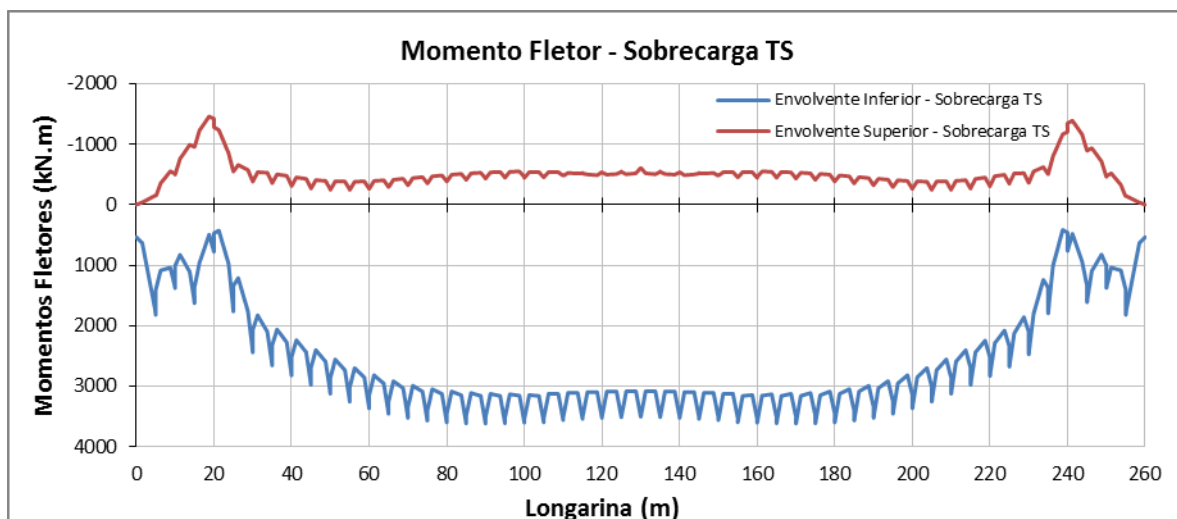
**DIAGRAMAS DE ESFORÇOS DAS VIGAS
LONGARINAS**

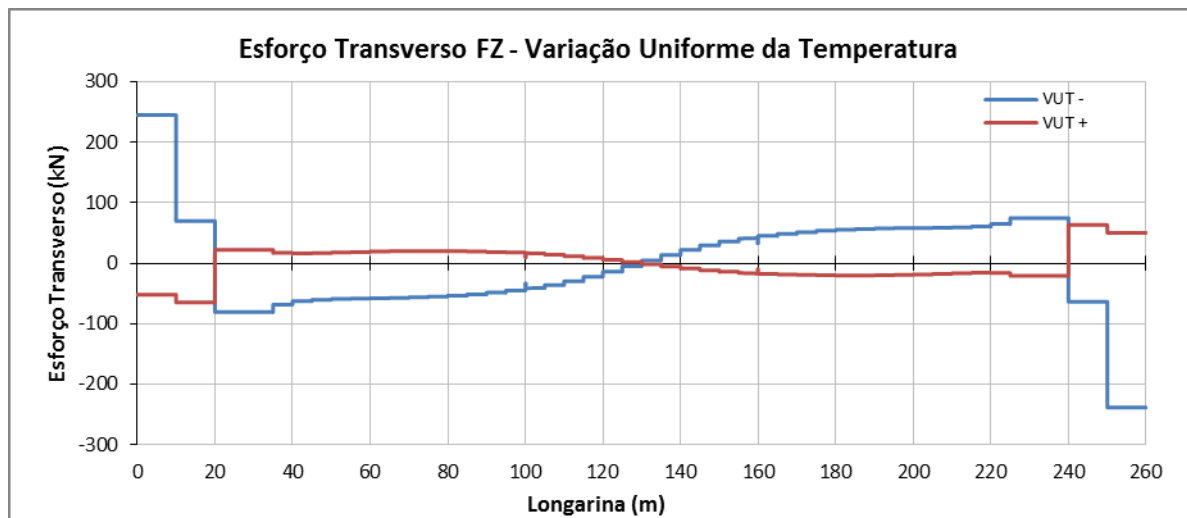
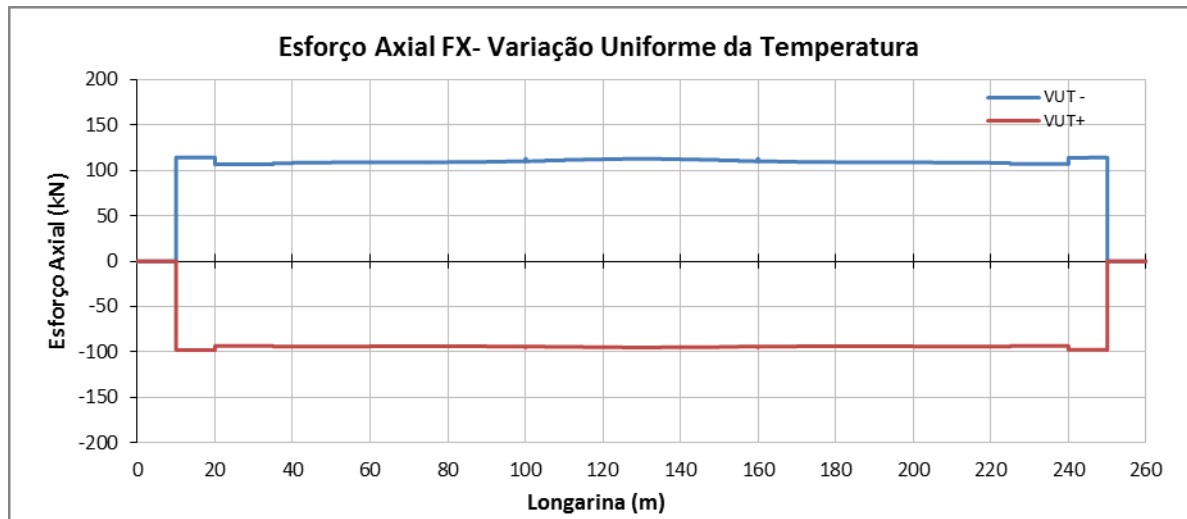
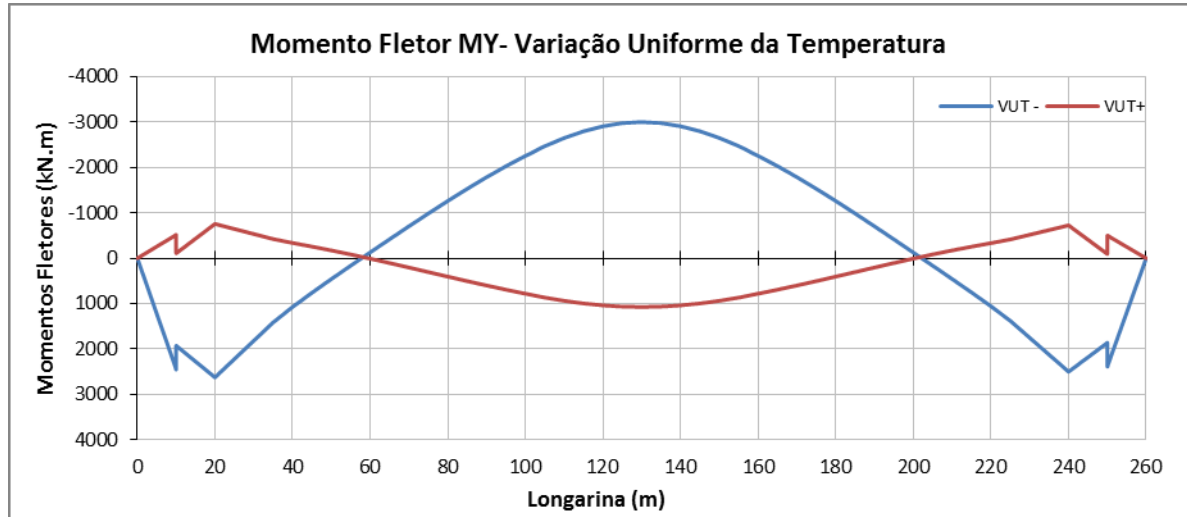


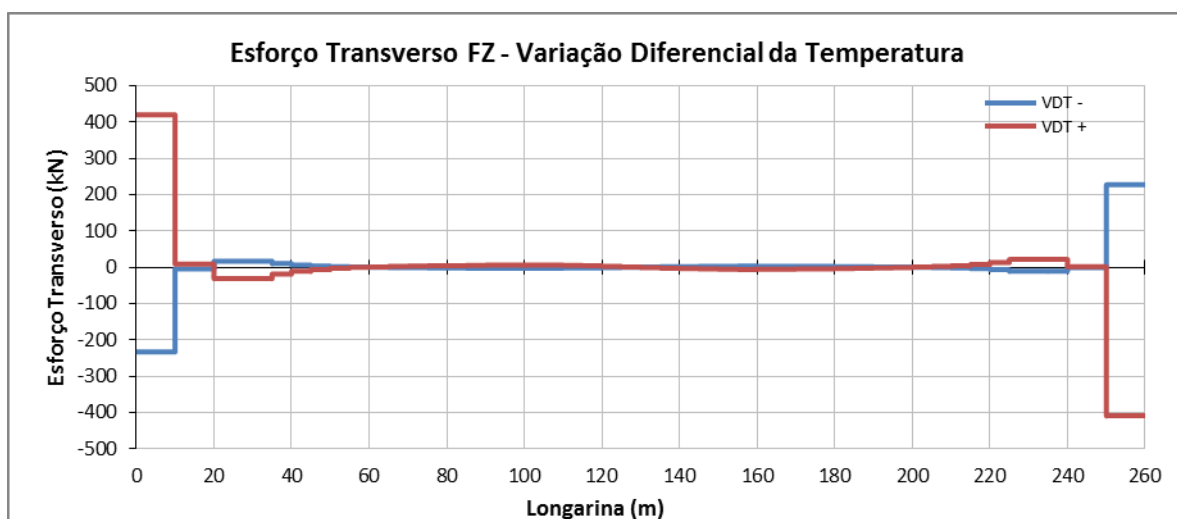
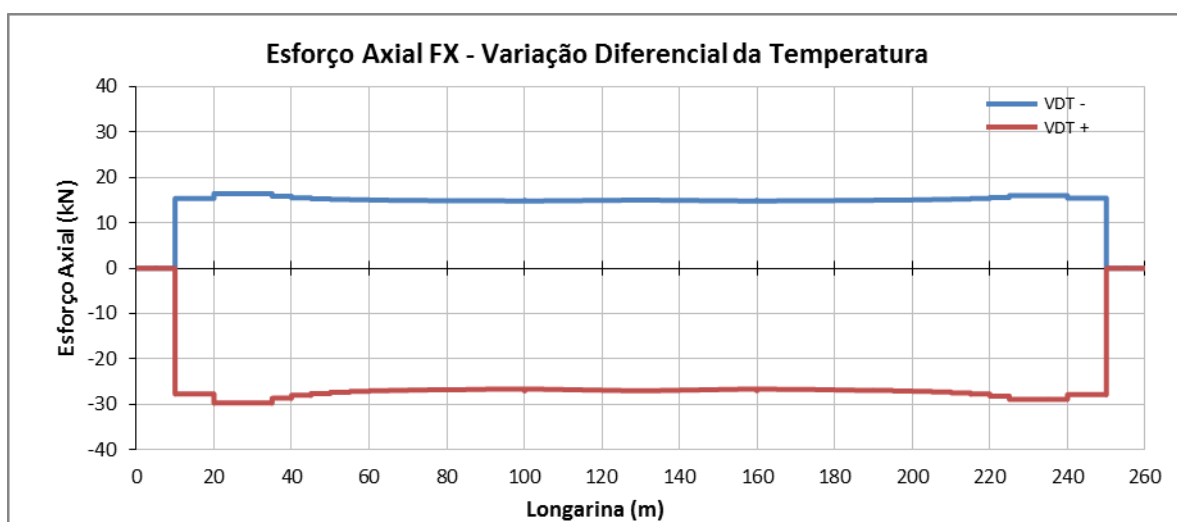
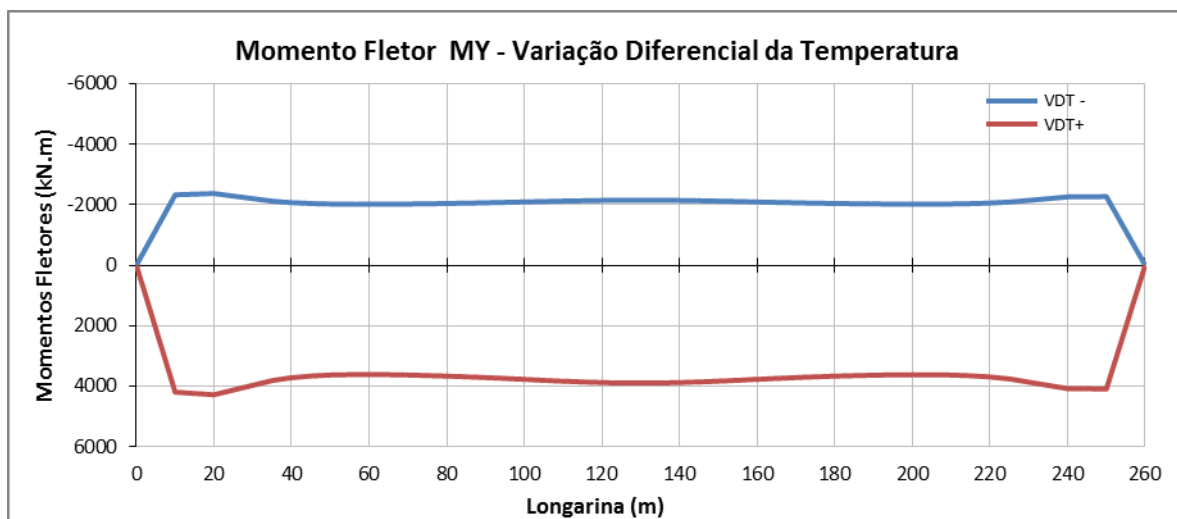


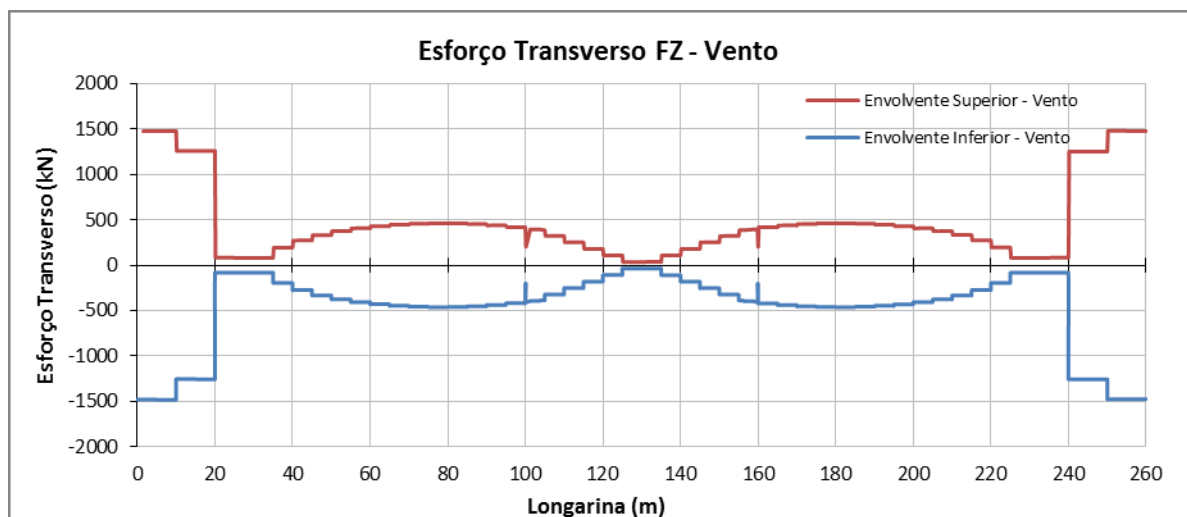
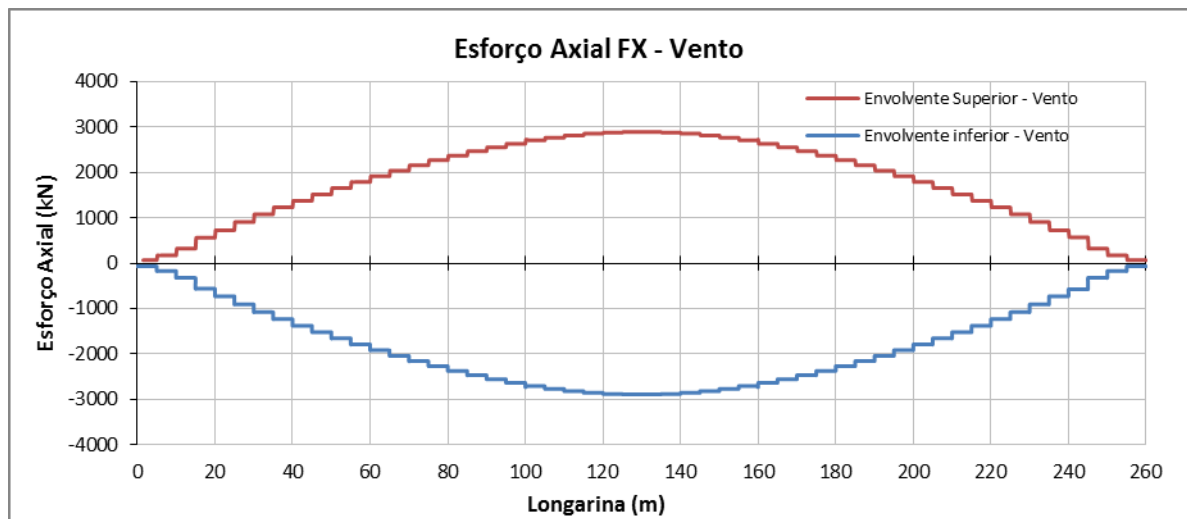
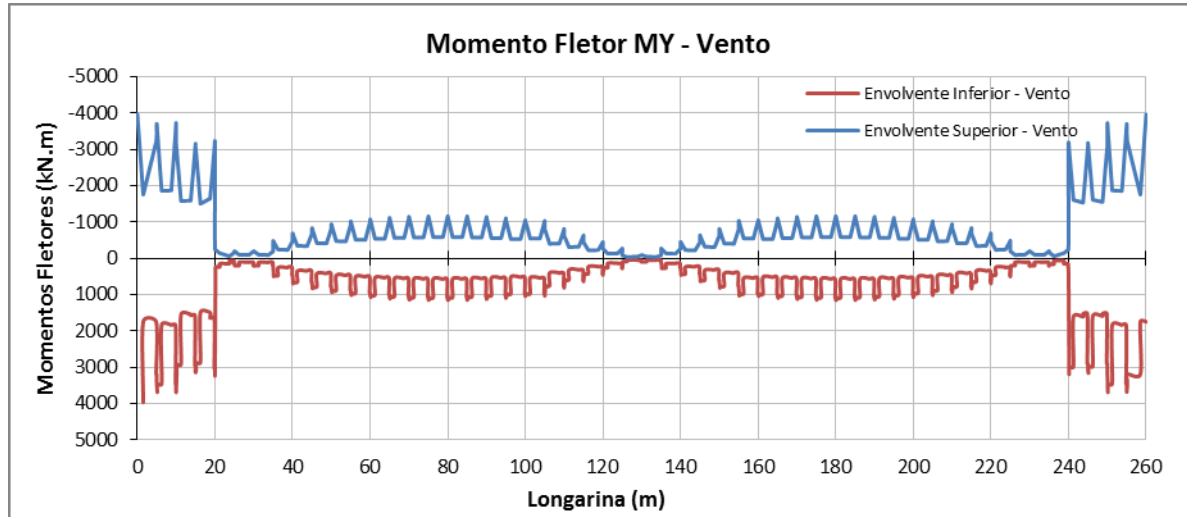


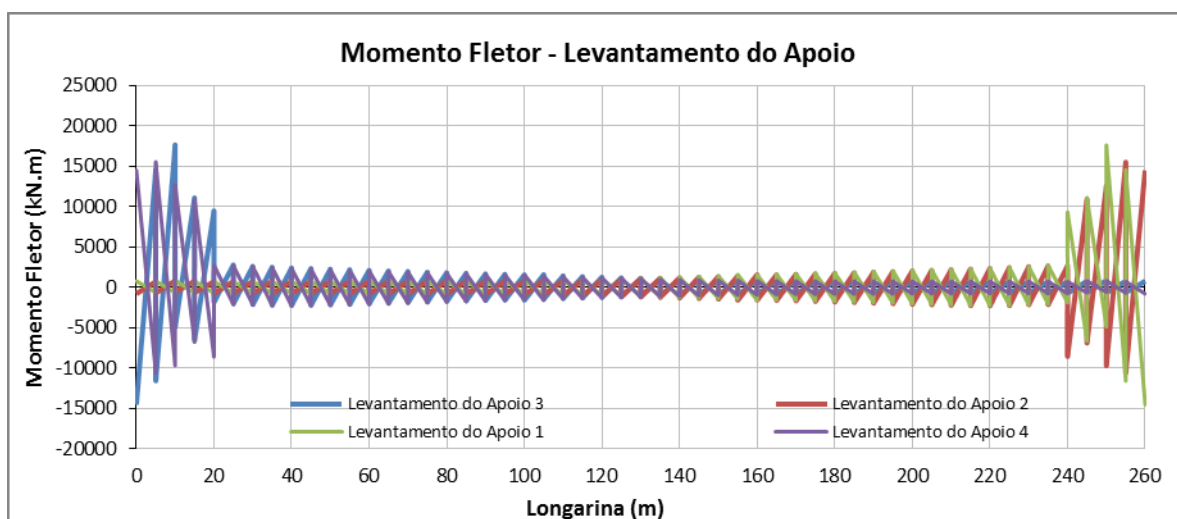
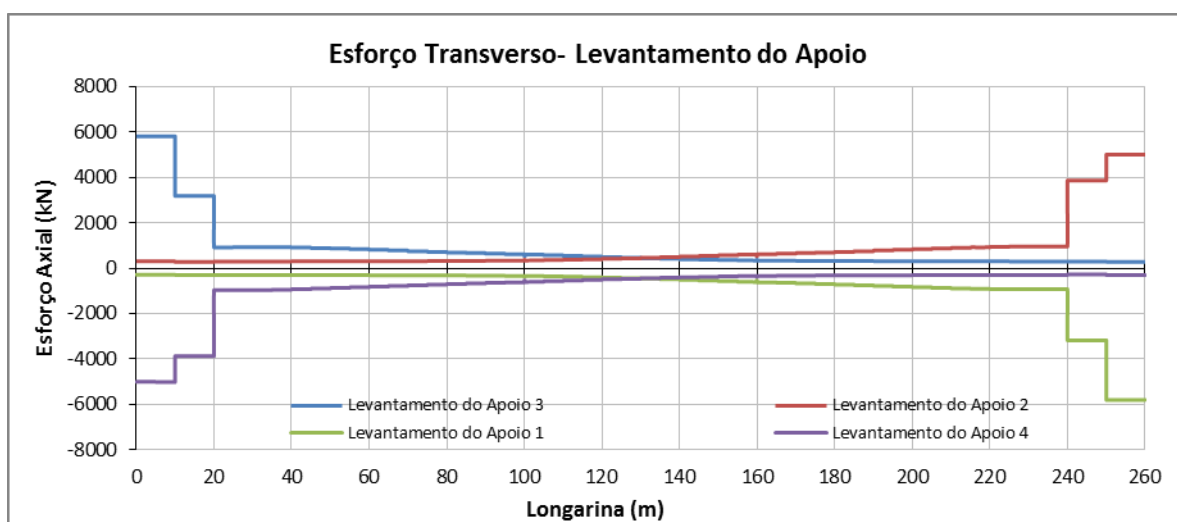
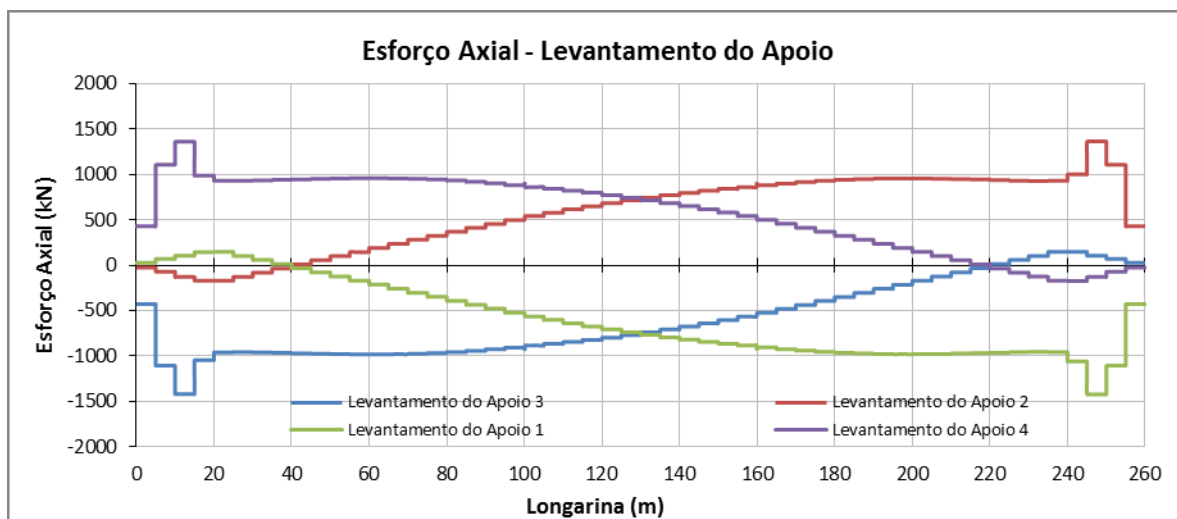










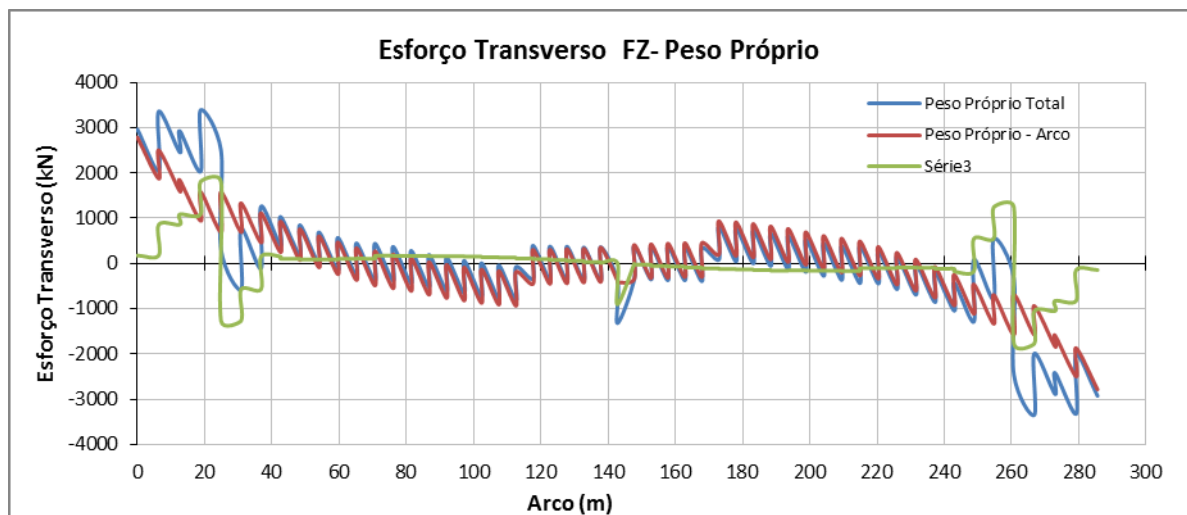
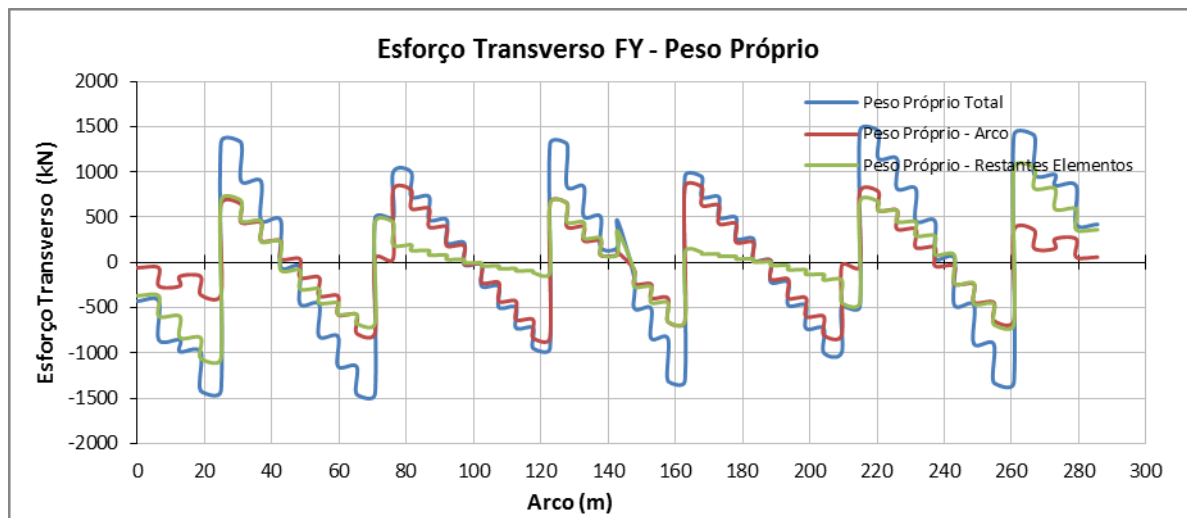
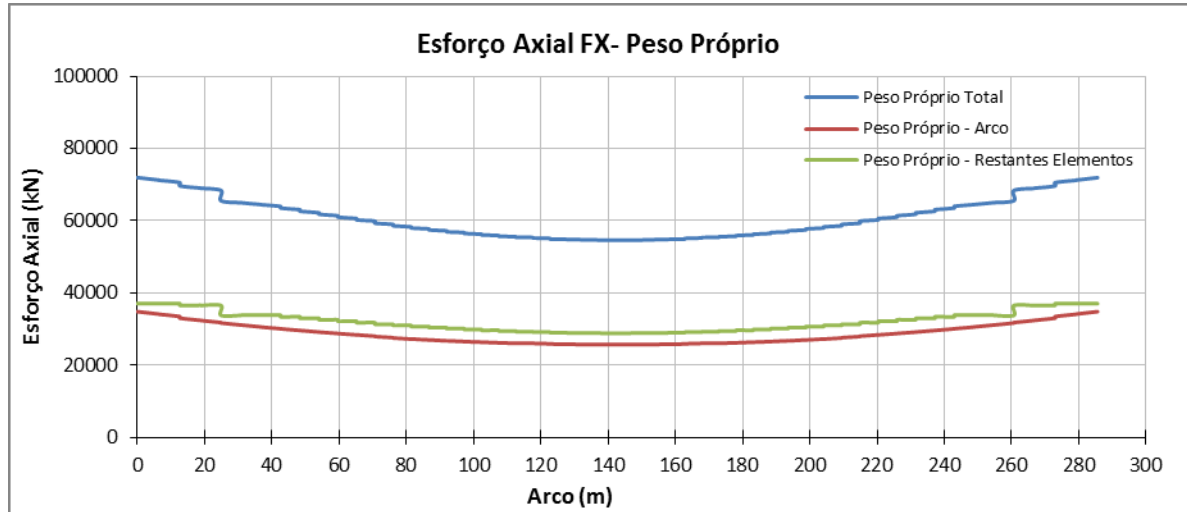


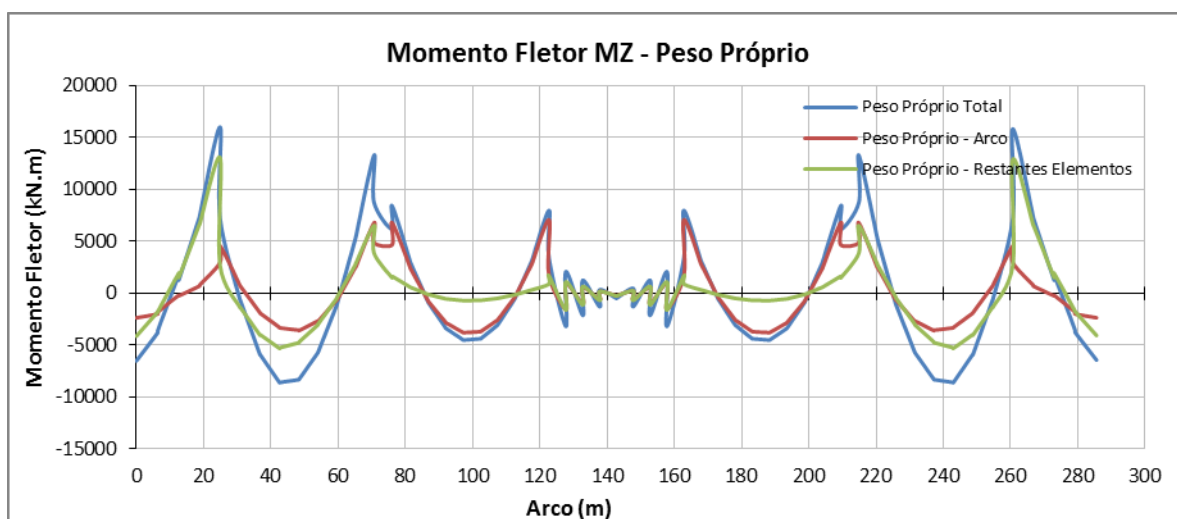
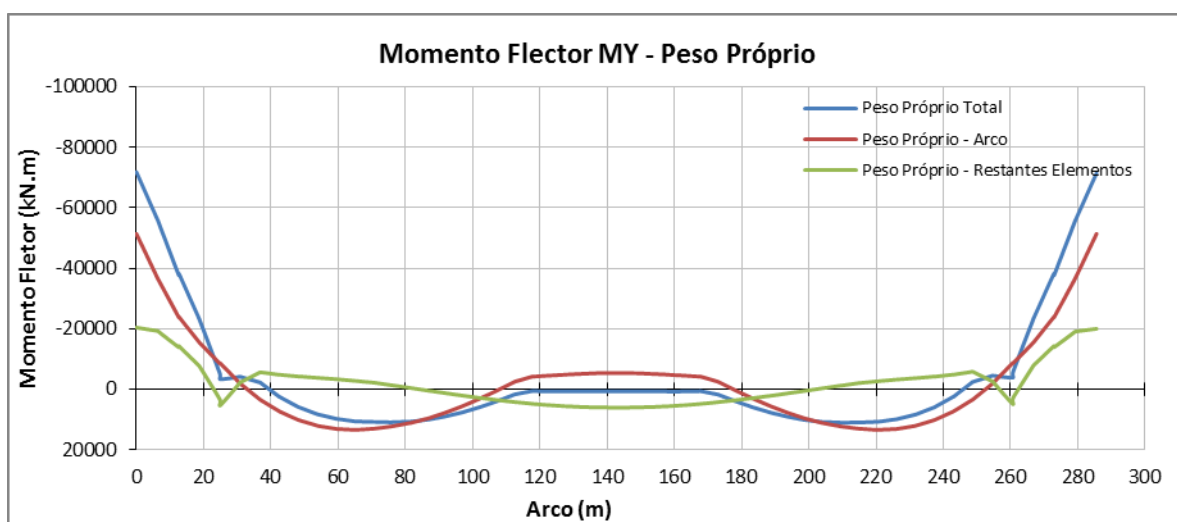
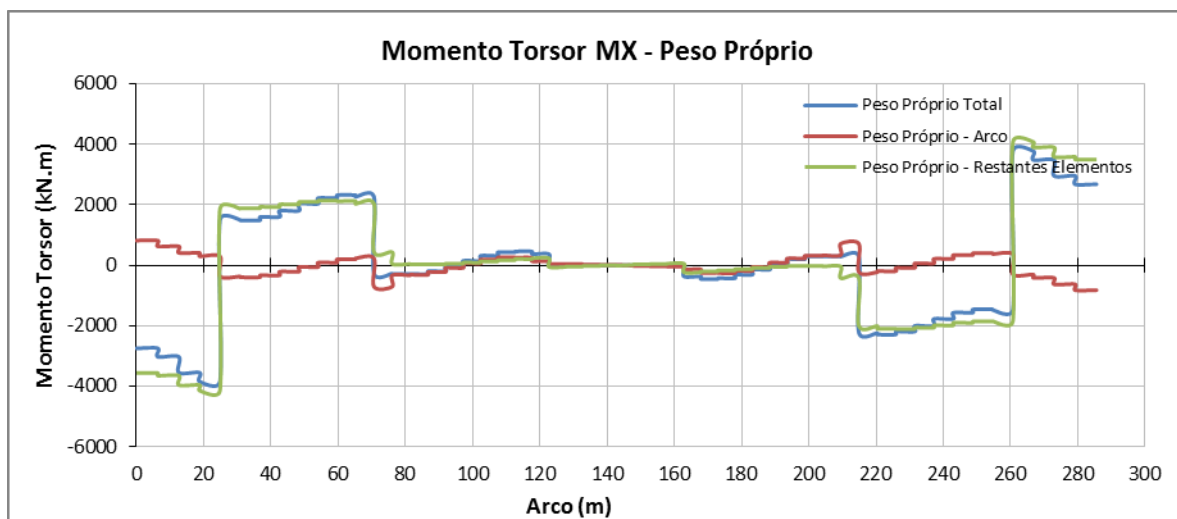
C.1.2. ANÁLISE DOS ARCOS

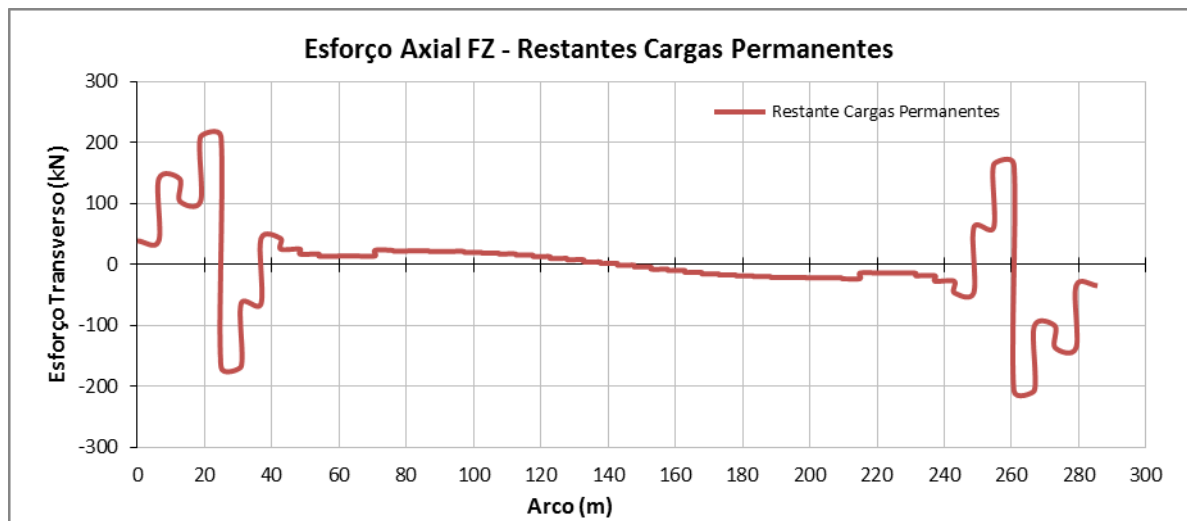
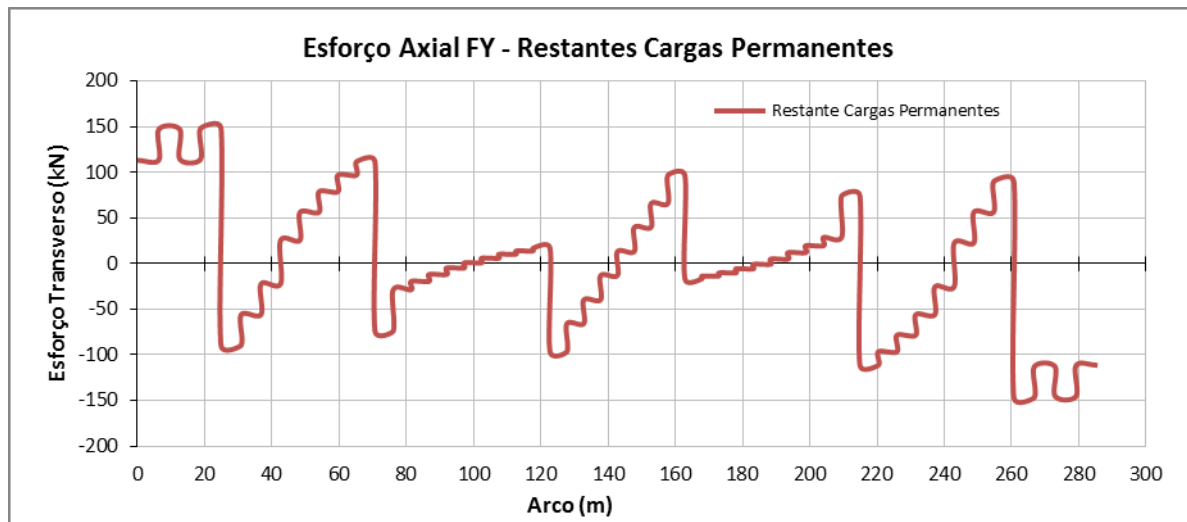
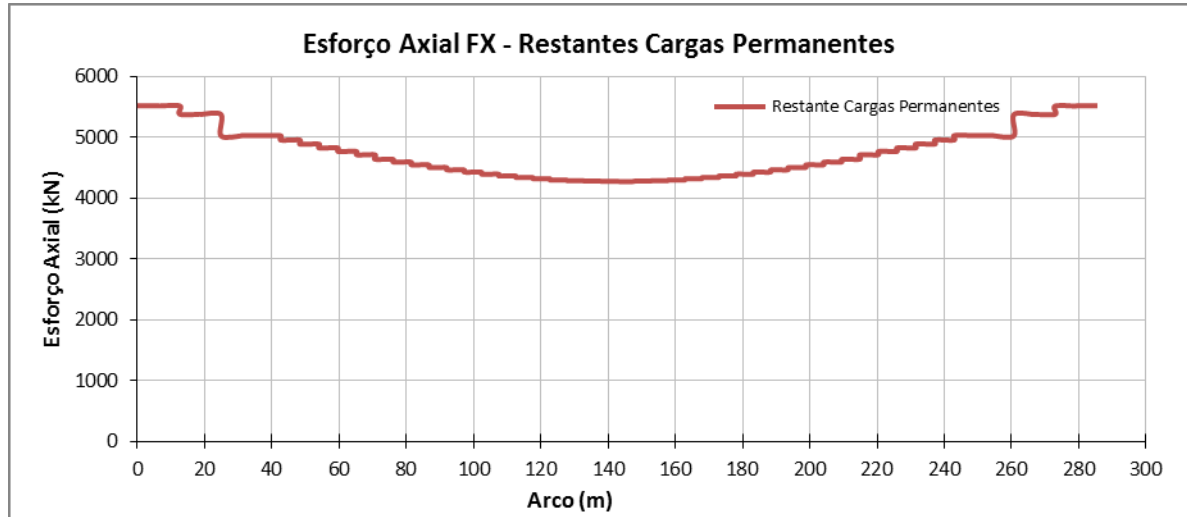
Tabela 34 - Casos de carga analisados para os arcos

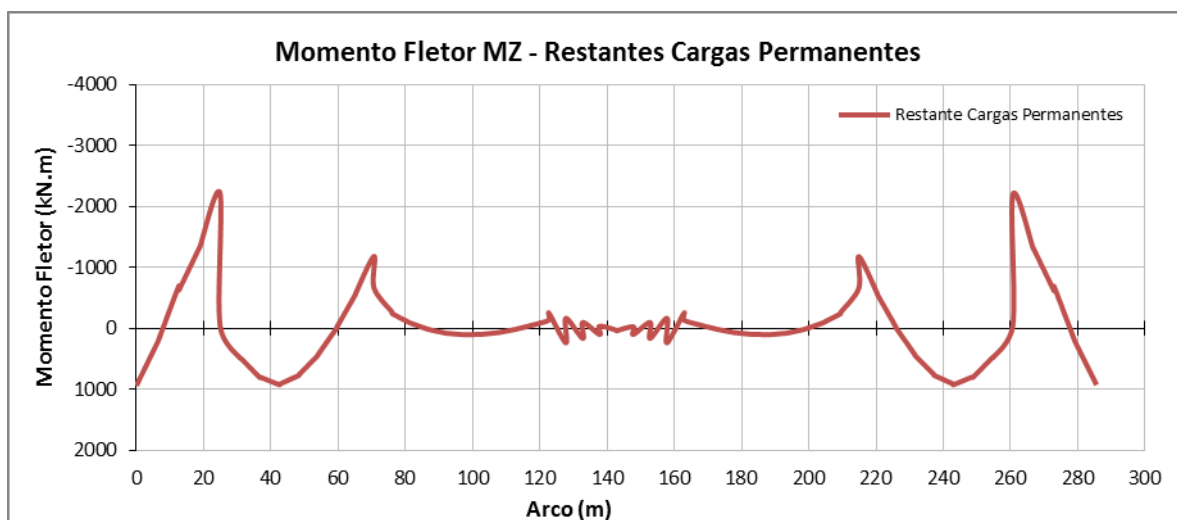
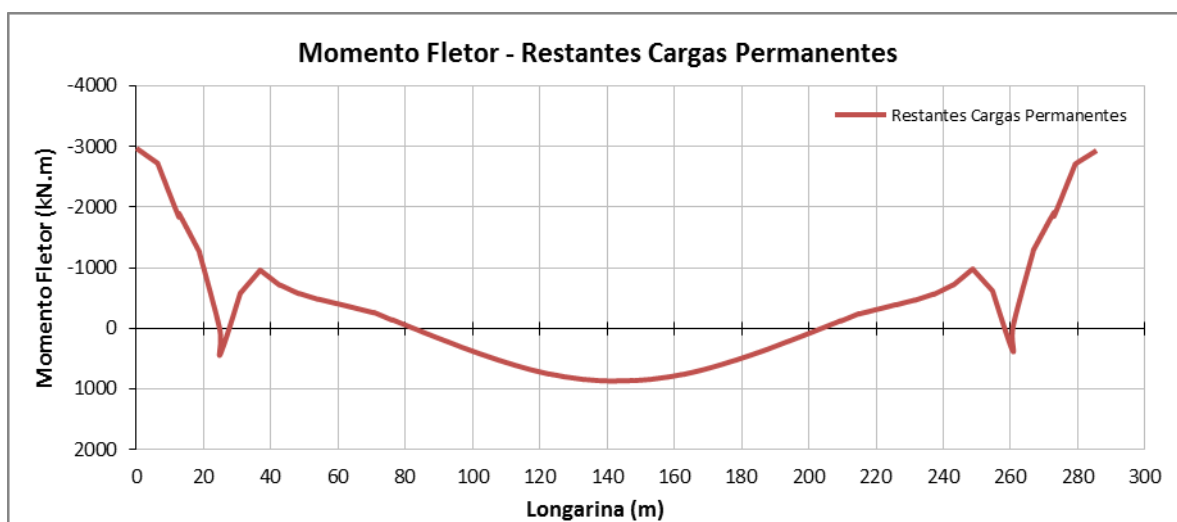
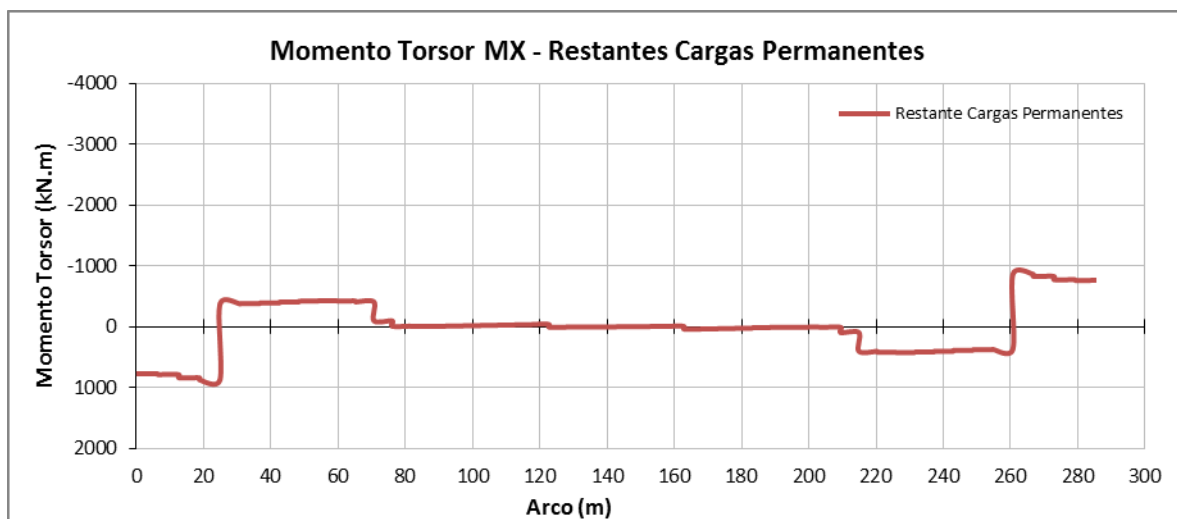
Caso	Nome do Caso
1	Peso Próprio
2	Restantes Cargas Permanentes
3	V. U. Temperatura (+25)
4	V. U. Temperatura (-15)
5	V. D. Temperatura (+15)
6	V. D. Temperatura (-15)
7to59	UDL_Lane1.1(9kN/M2)
60to 112	UDL_Lane1.2(9kN/M2)
113to165	UDL_Lane 2.1(2,5kN/M2)
167to213	UDL_Lane 2.2(2,5kN/M2)
214to266	TS_Lane1.1(2x300kN)
267to319	TS_Lane1.2(2x300kN)
320to372	TS_Lane2.1(2x100kN)
373to425	TS_Lane2.2(2x100kN)
426	Vento Long
427	Vento Transv
428	Assentamento do Arco 1
429	Assentamento do Arco 2
430	Assentamento do Arco 3
431	Assentamento do Arco 4
432	Tensionamento dos tirantes

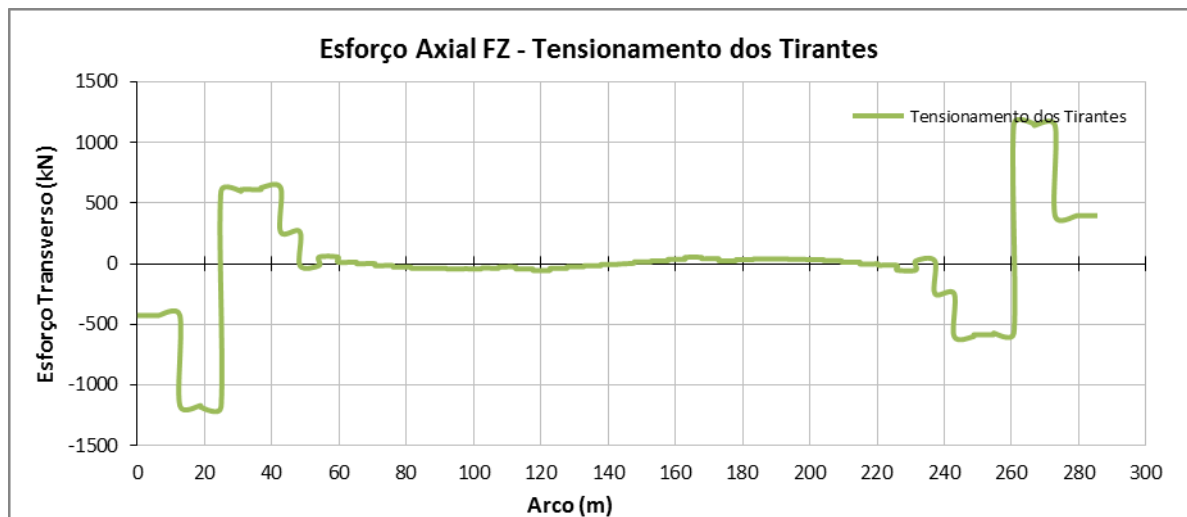
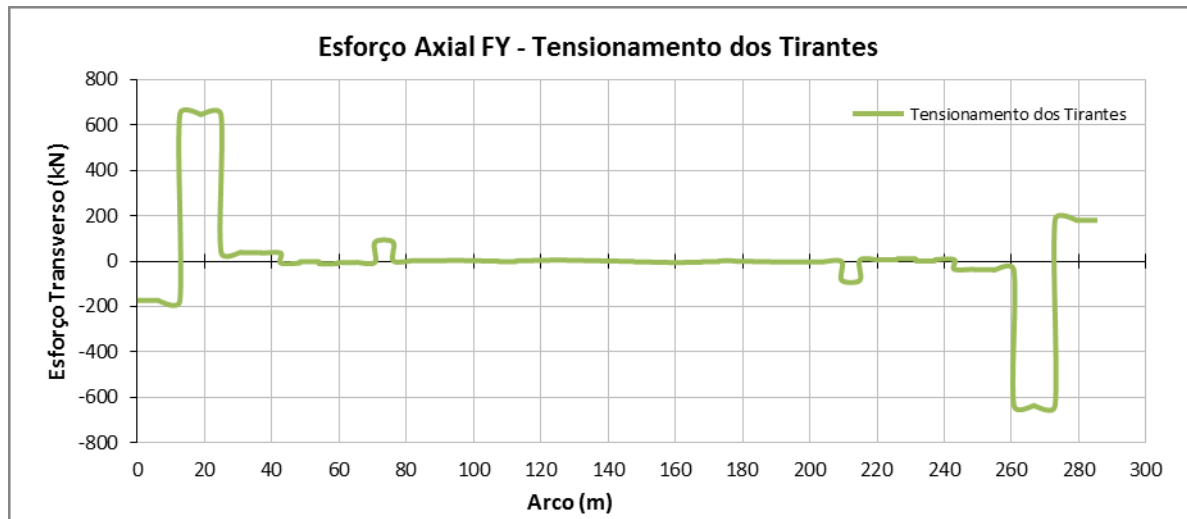
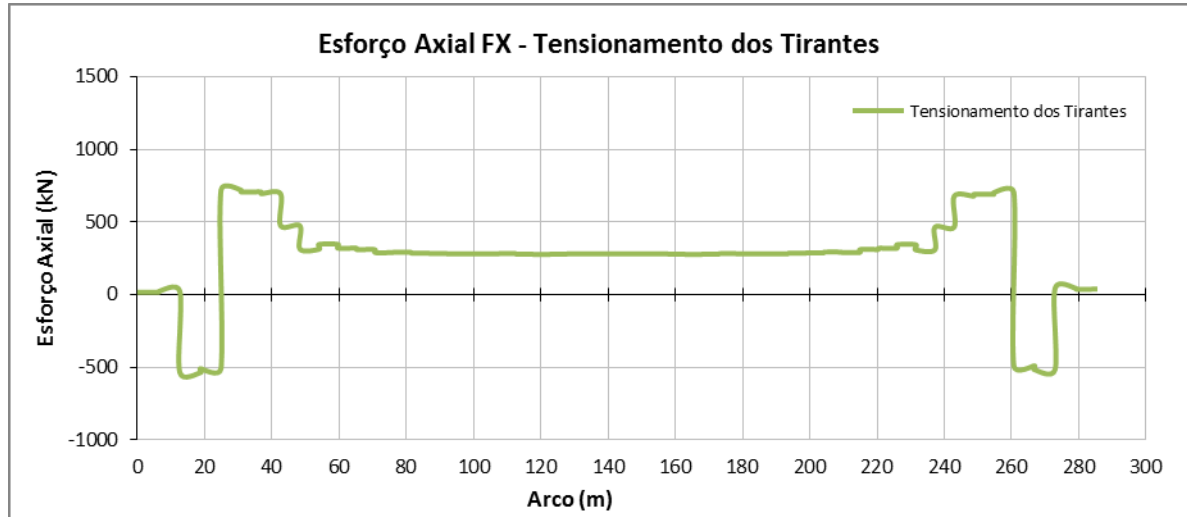
DIAGRAMAS DE ESFORÇOS DOS ARCOS

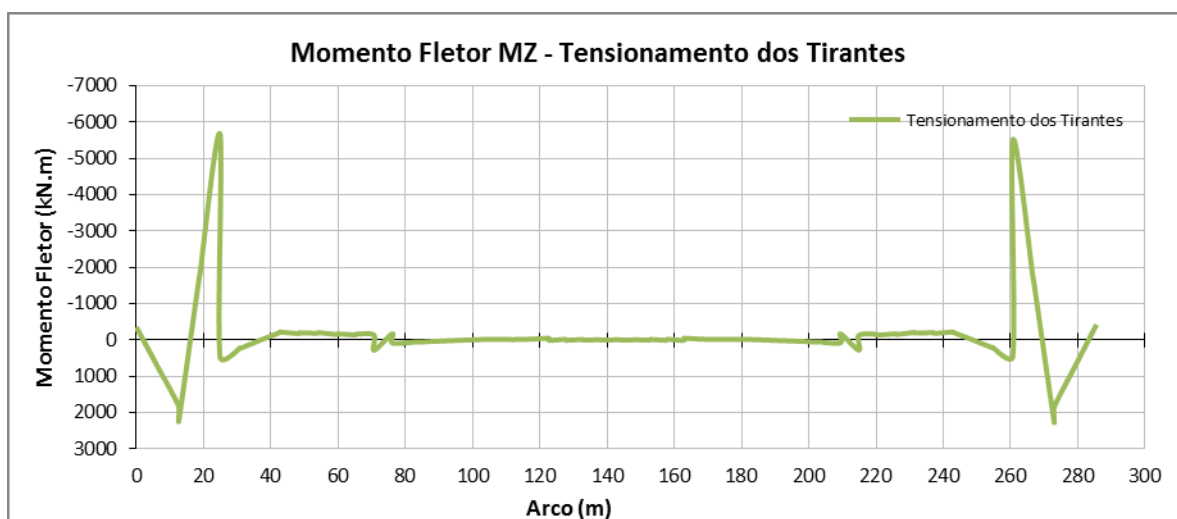
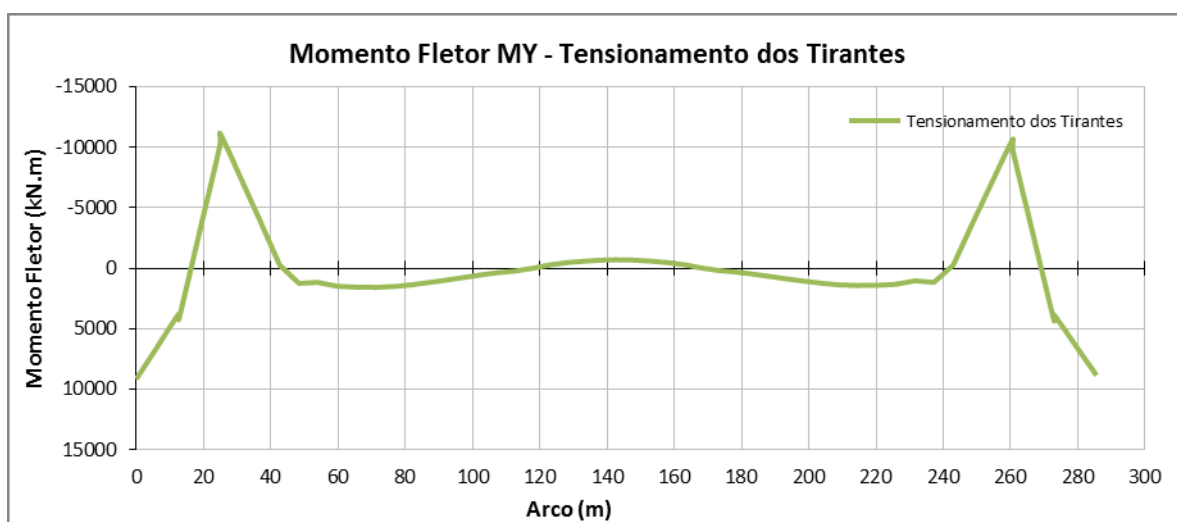
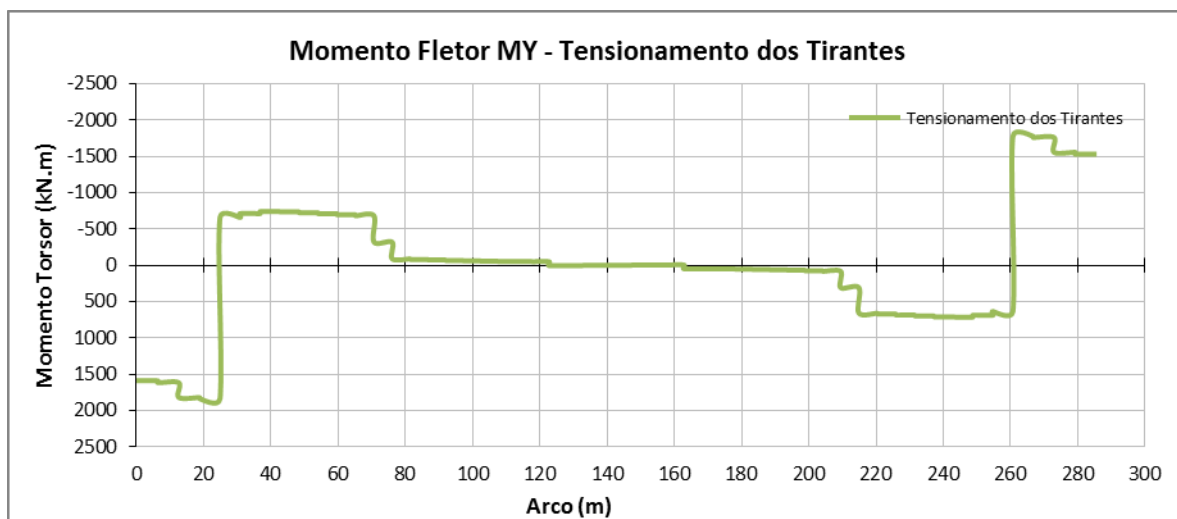


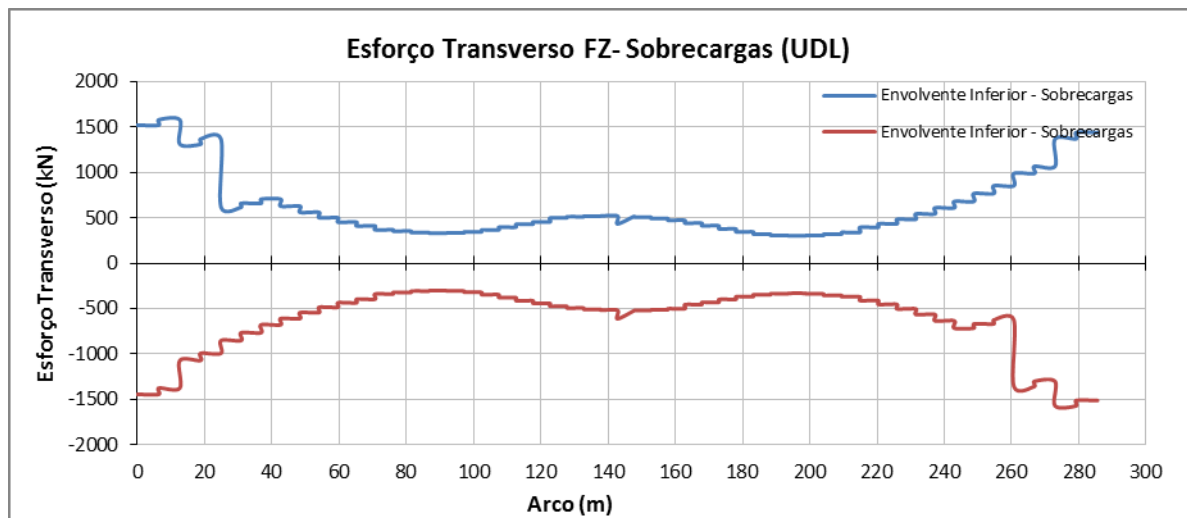
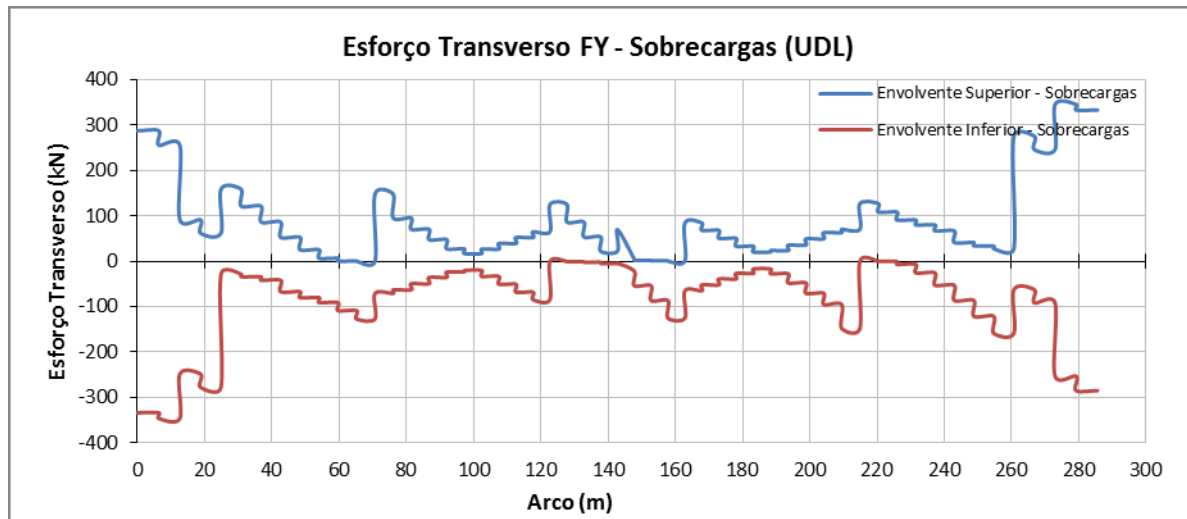
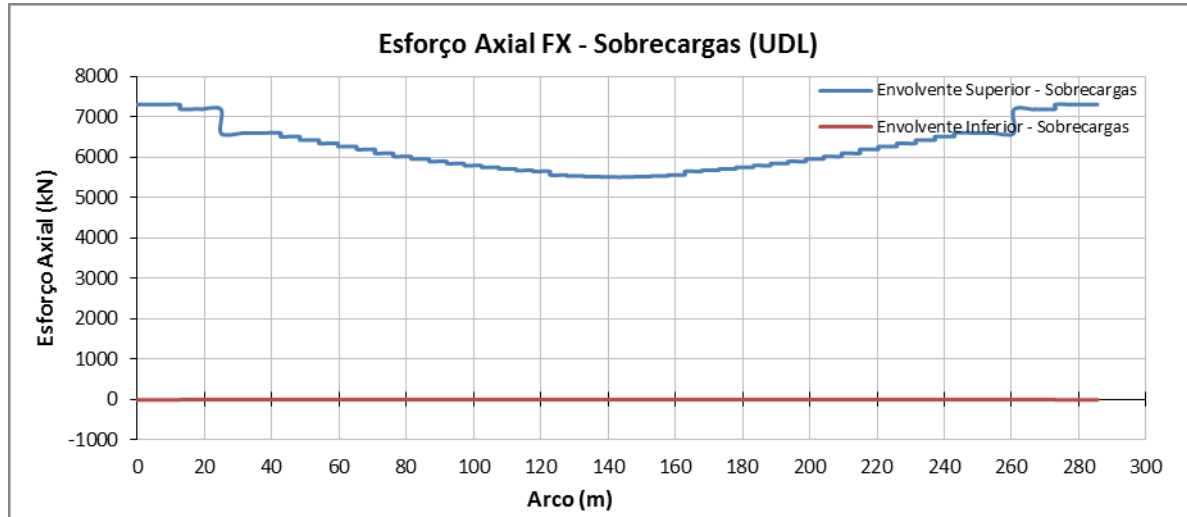


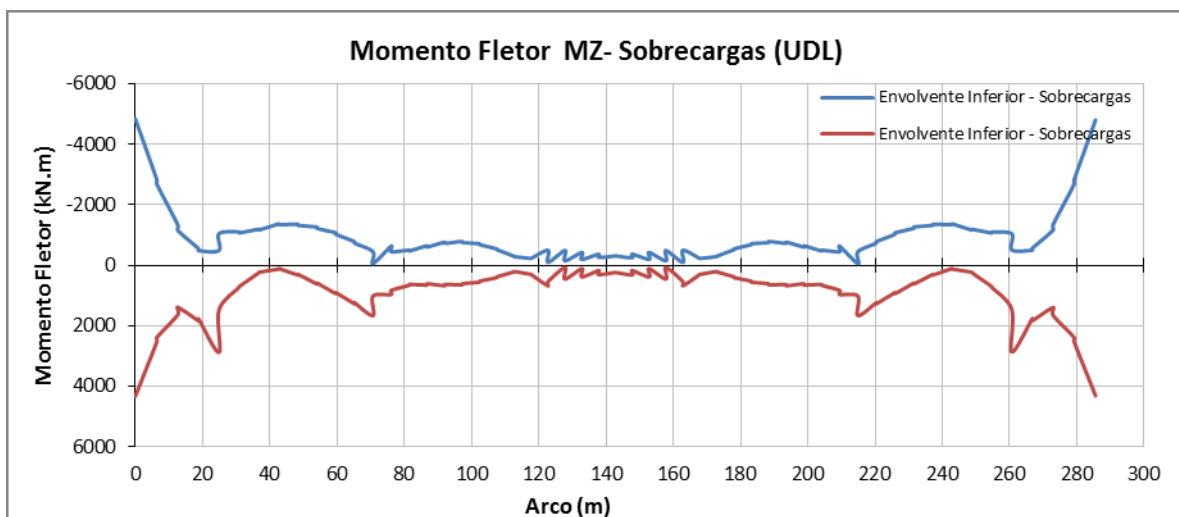
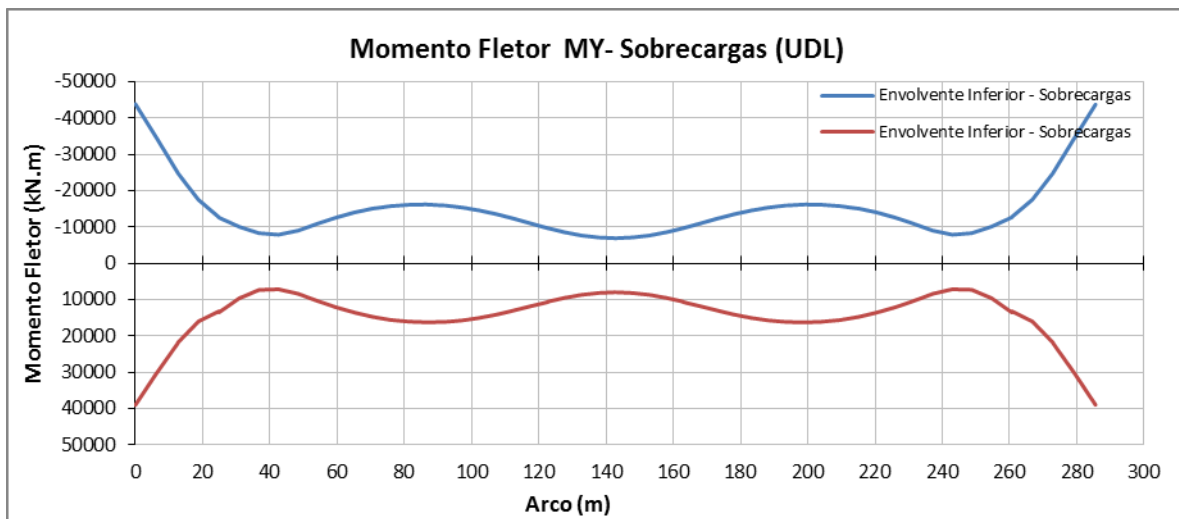
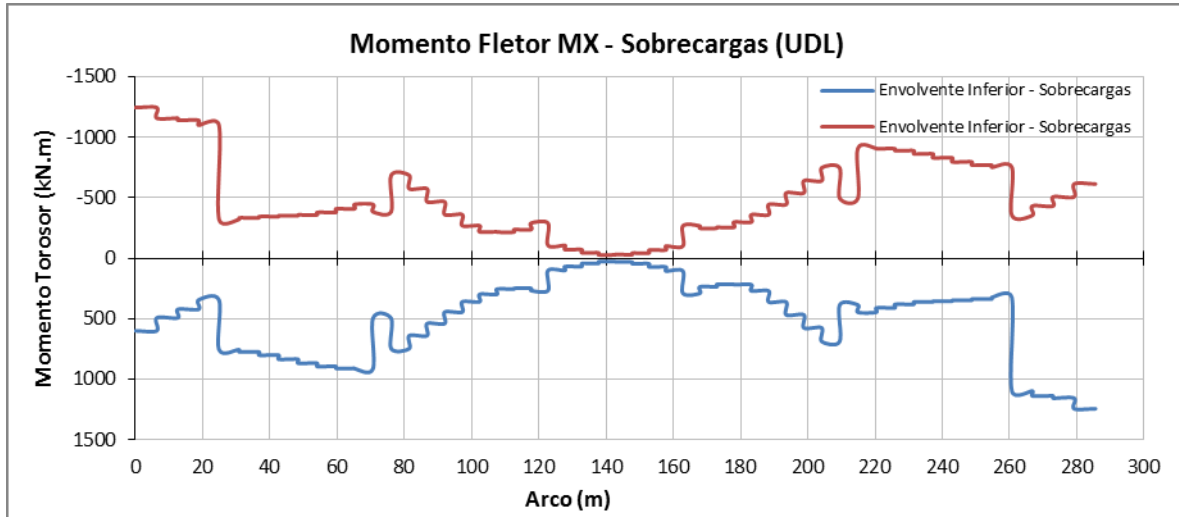


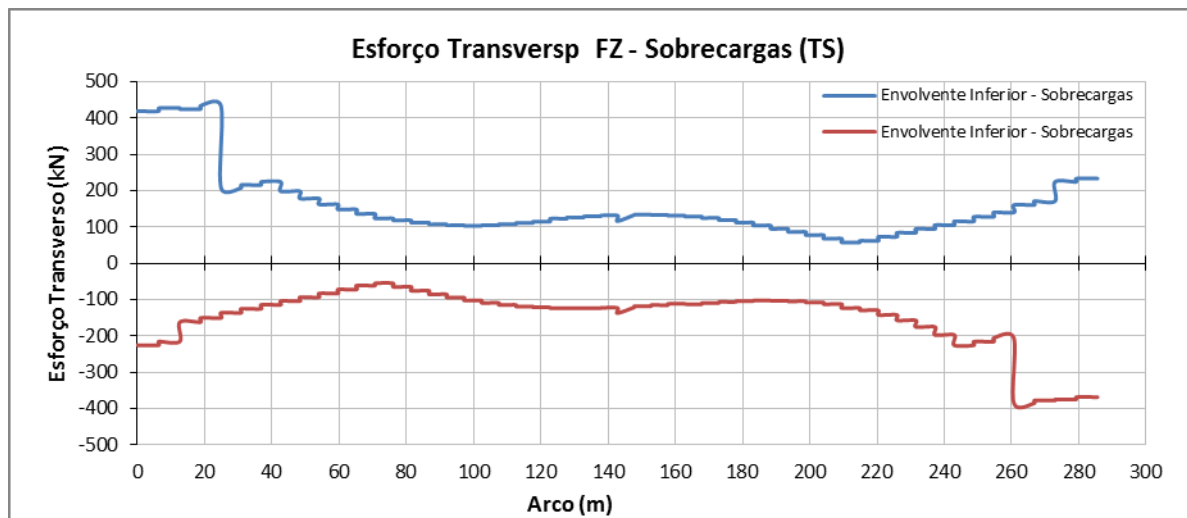
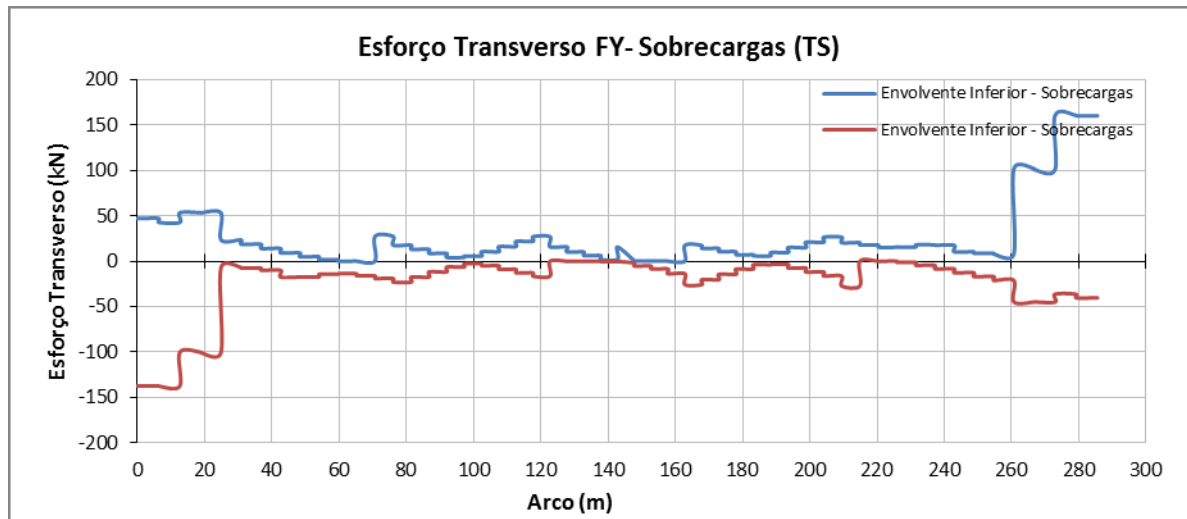
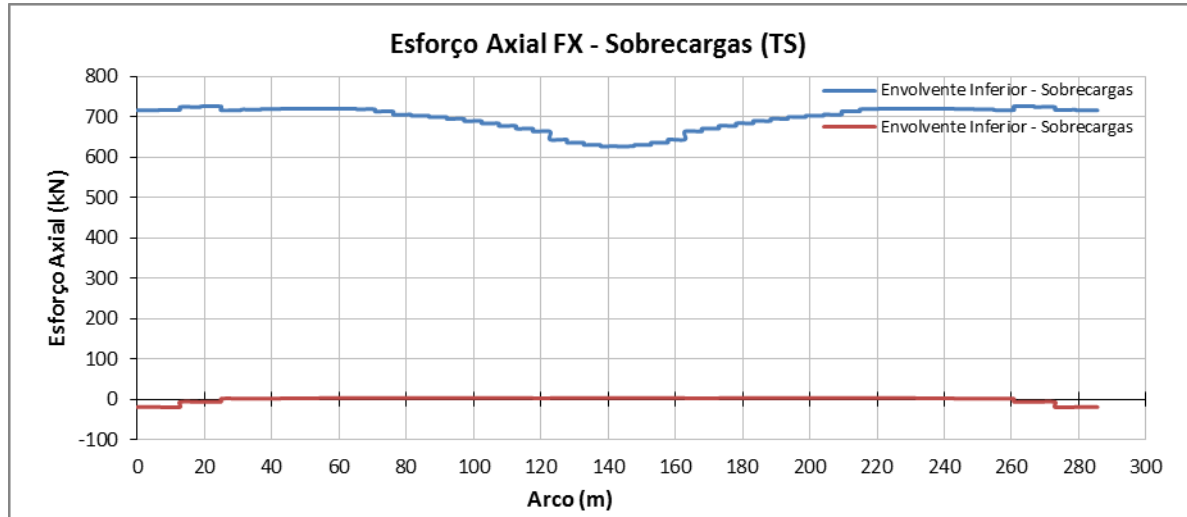


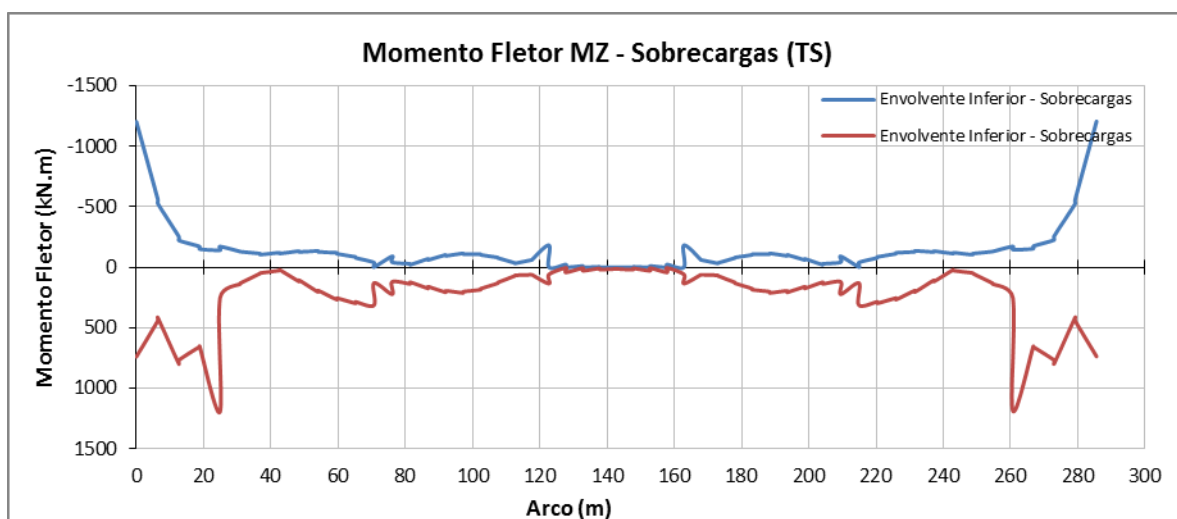
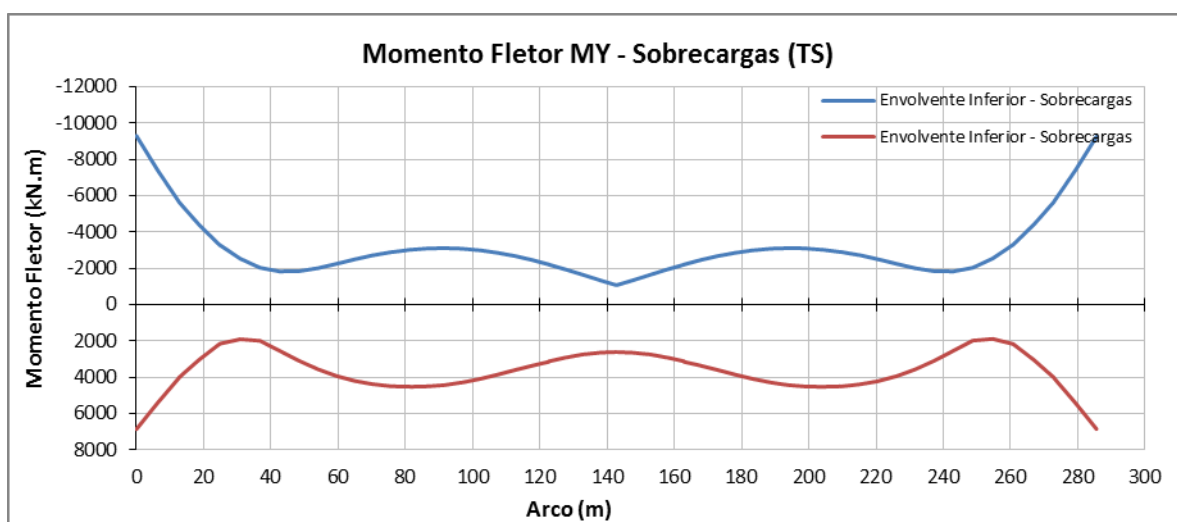
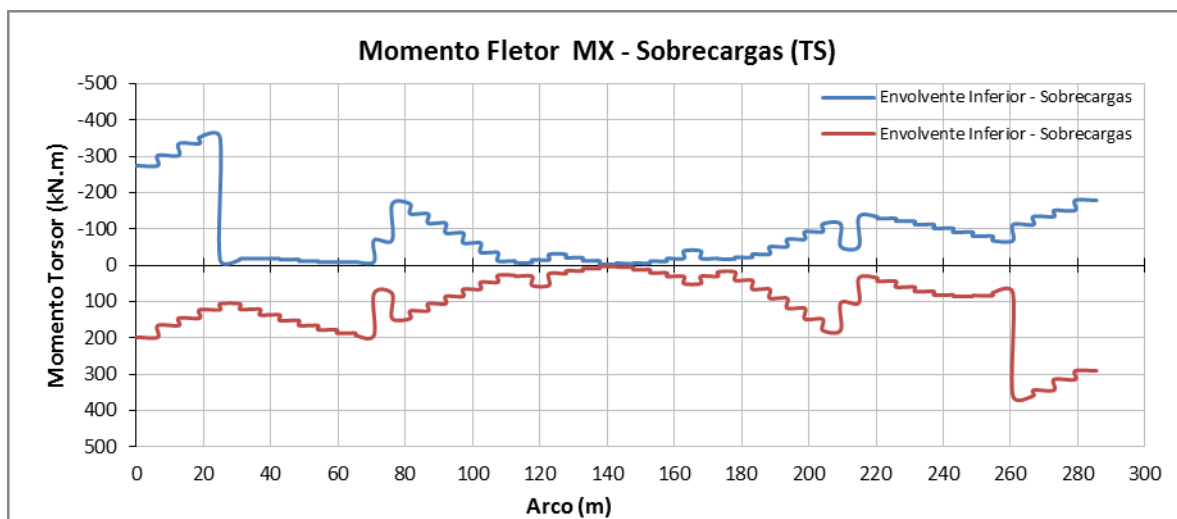


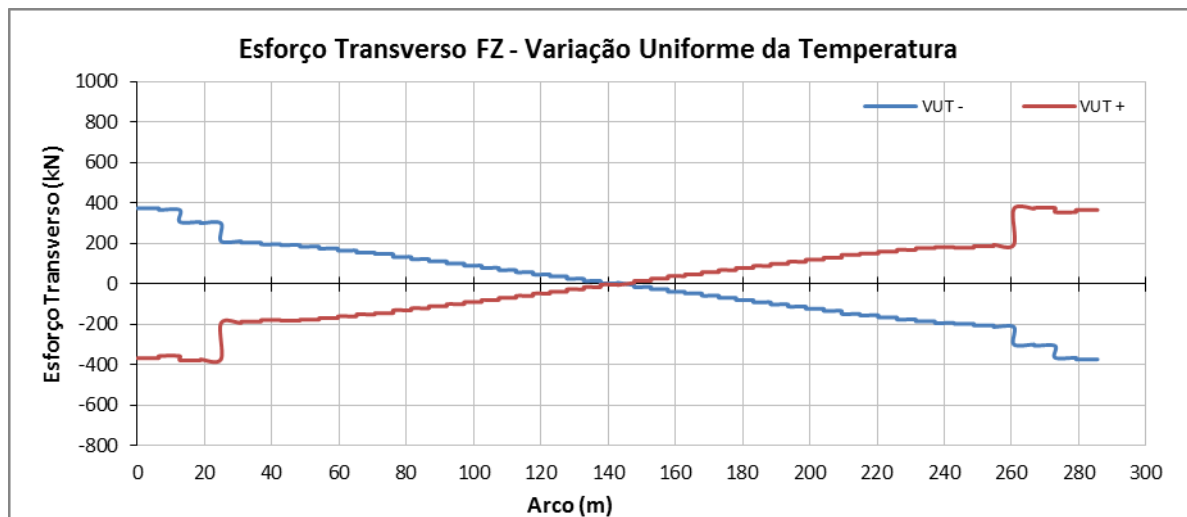
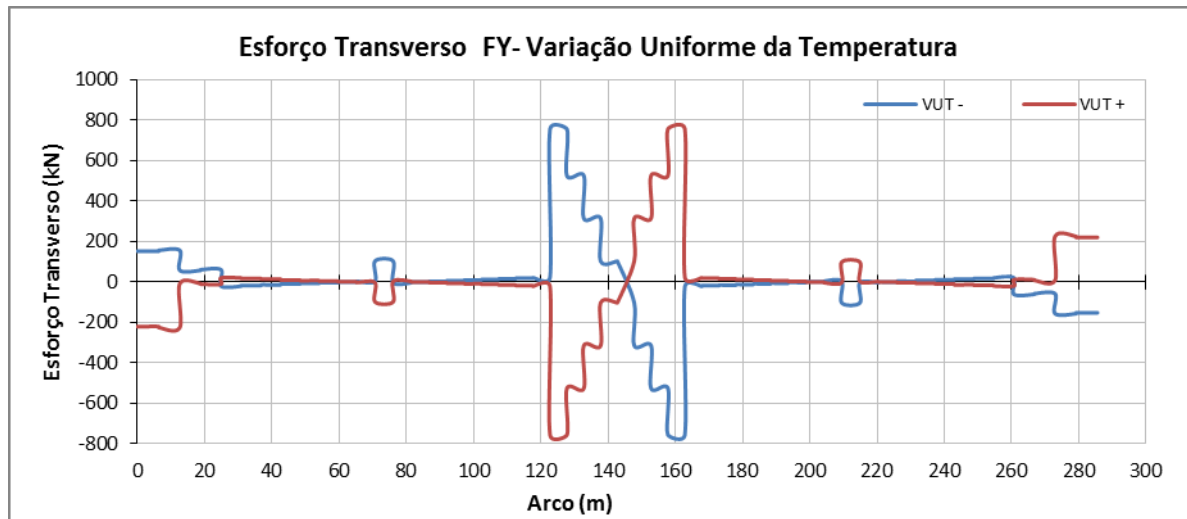
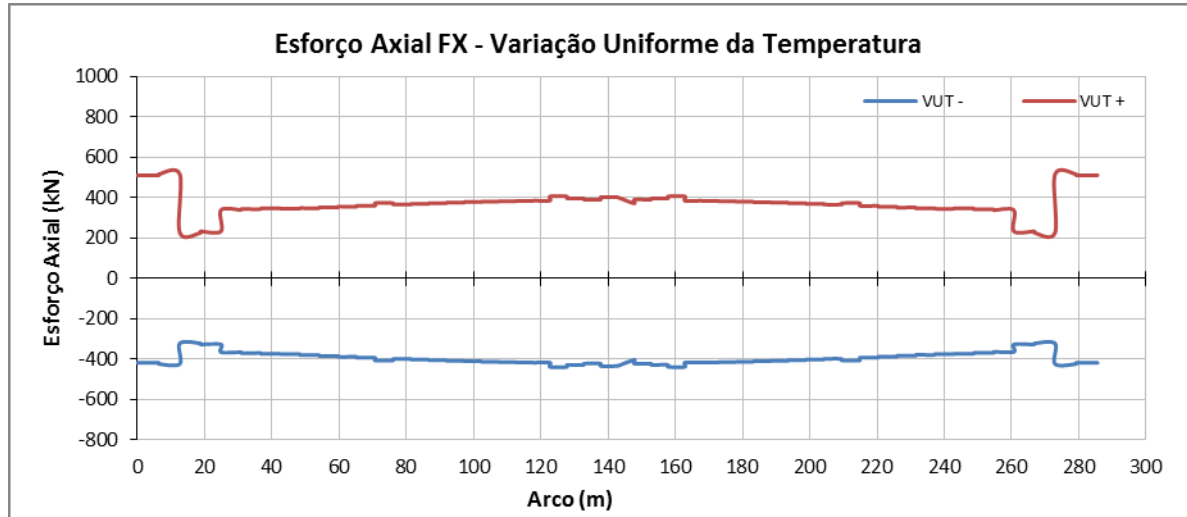


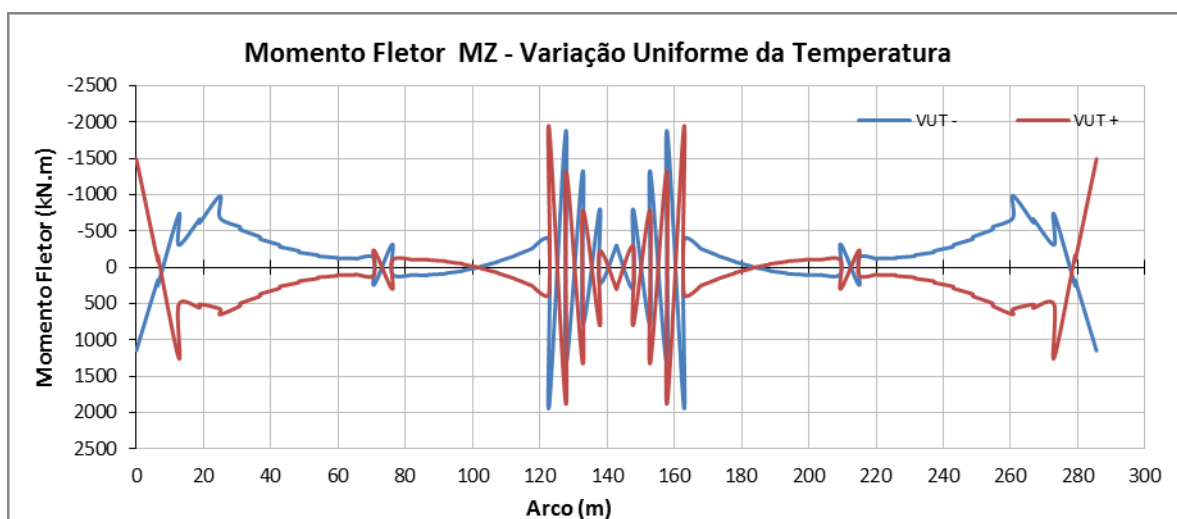
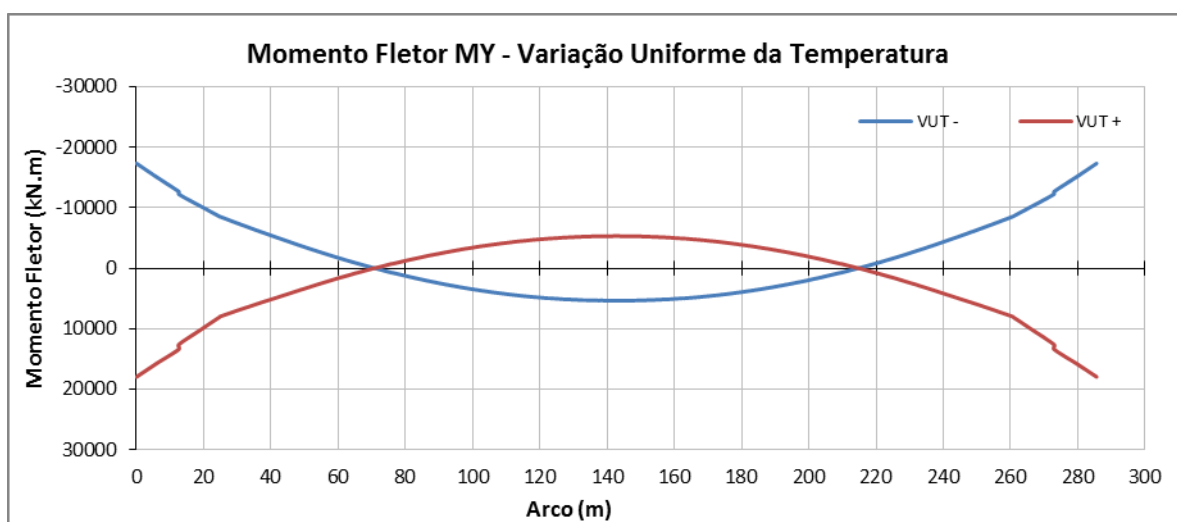
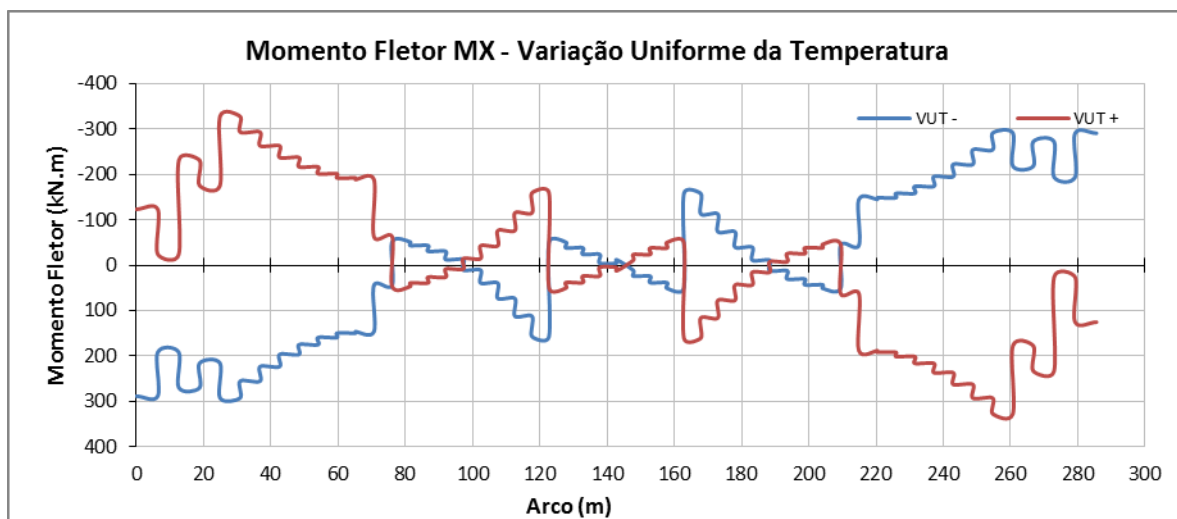


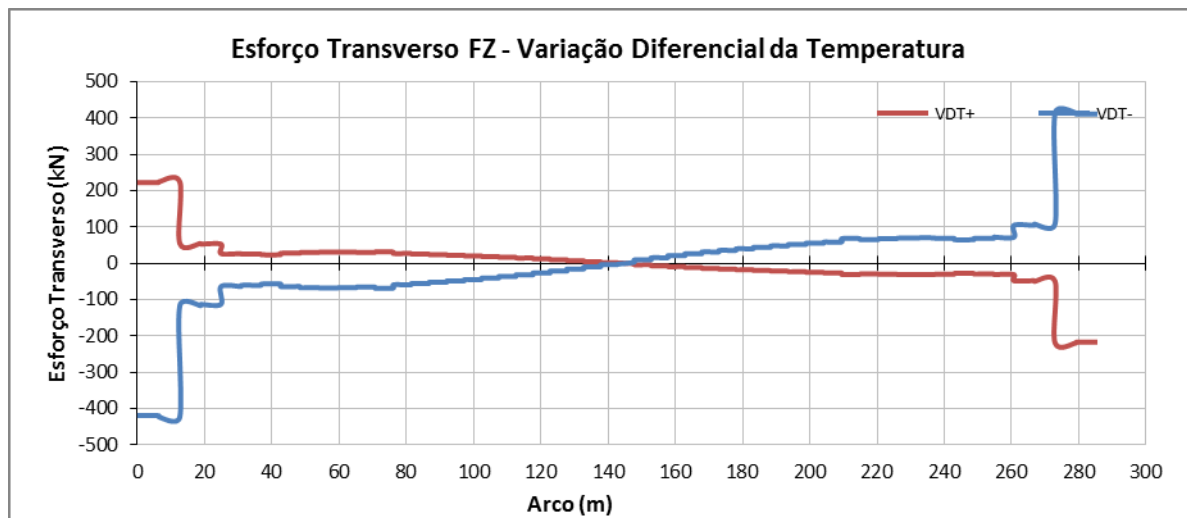
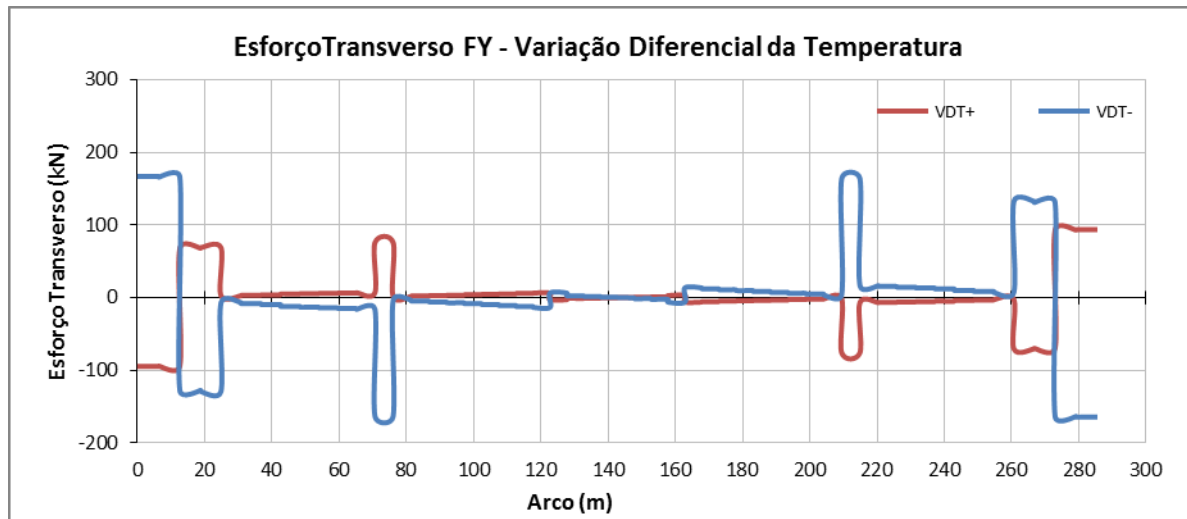
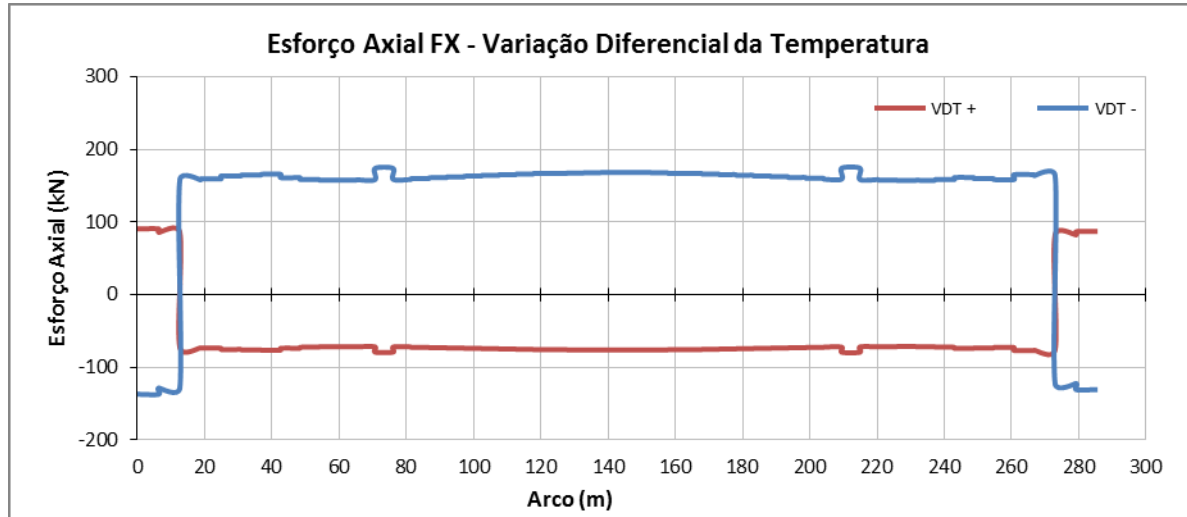


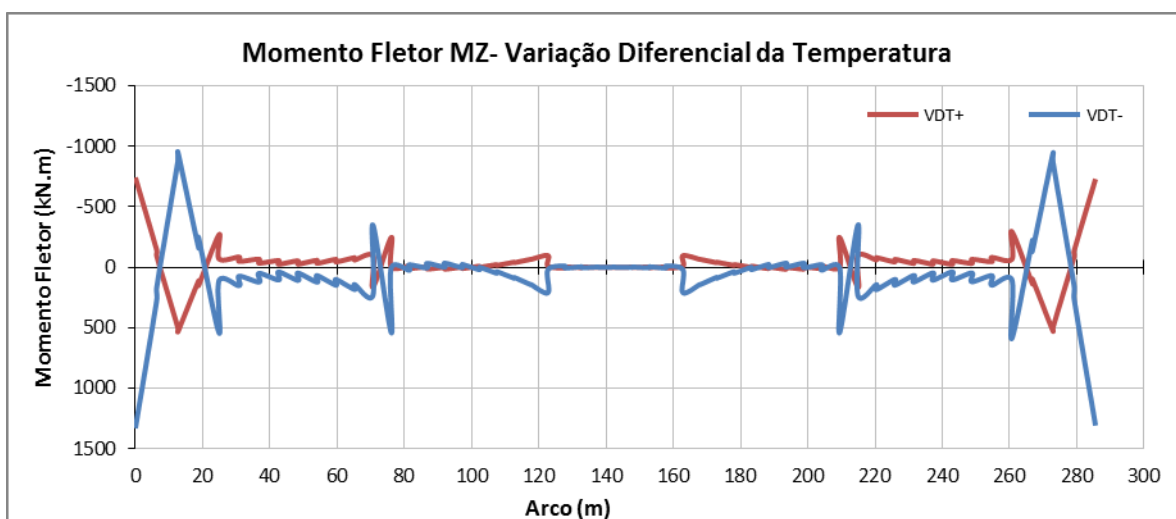
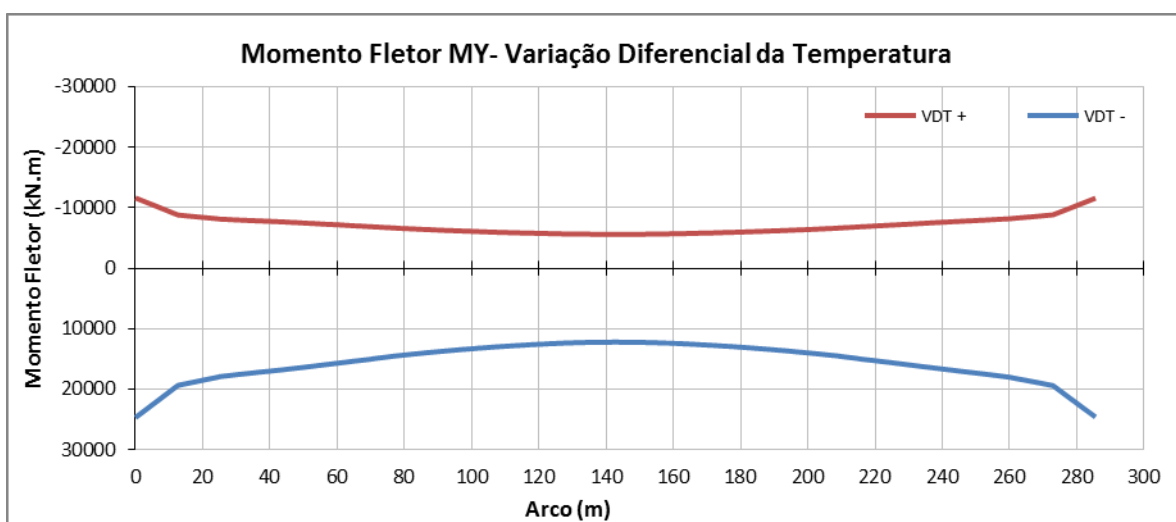
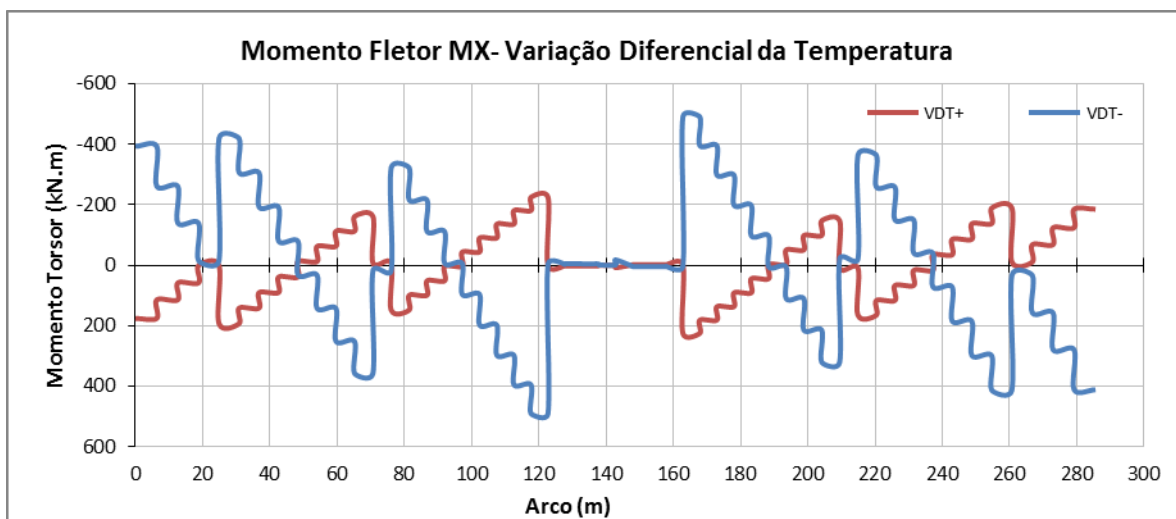


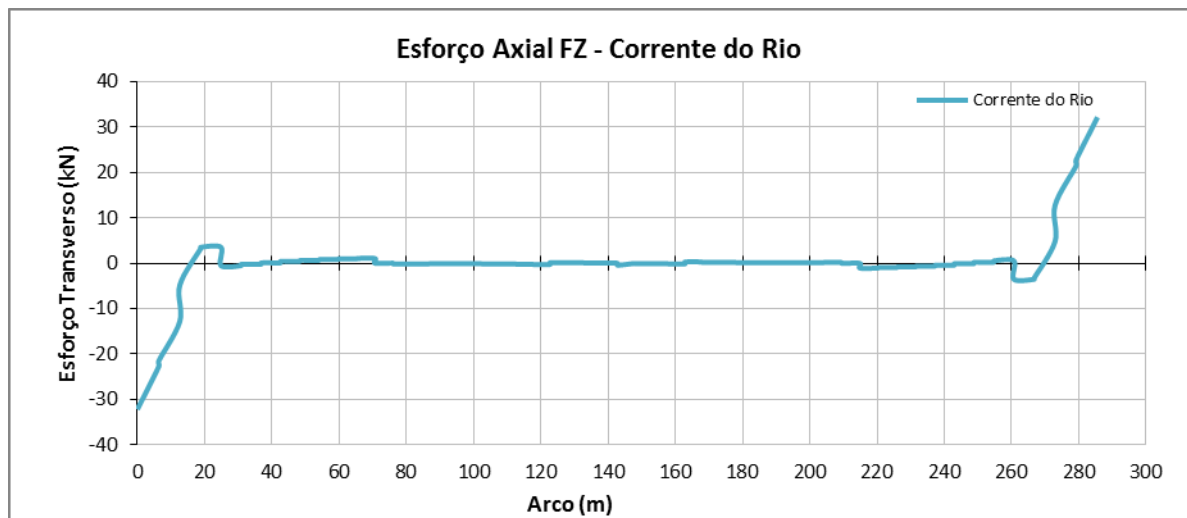
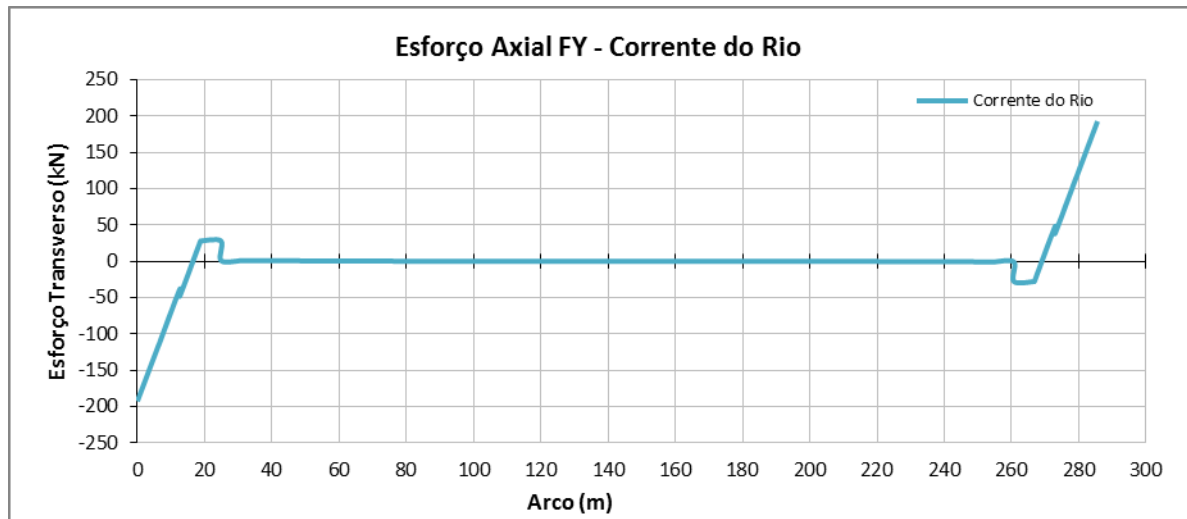
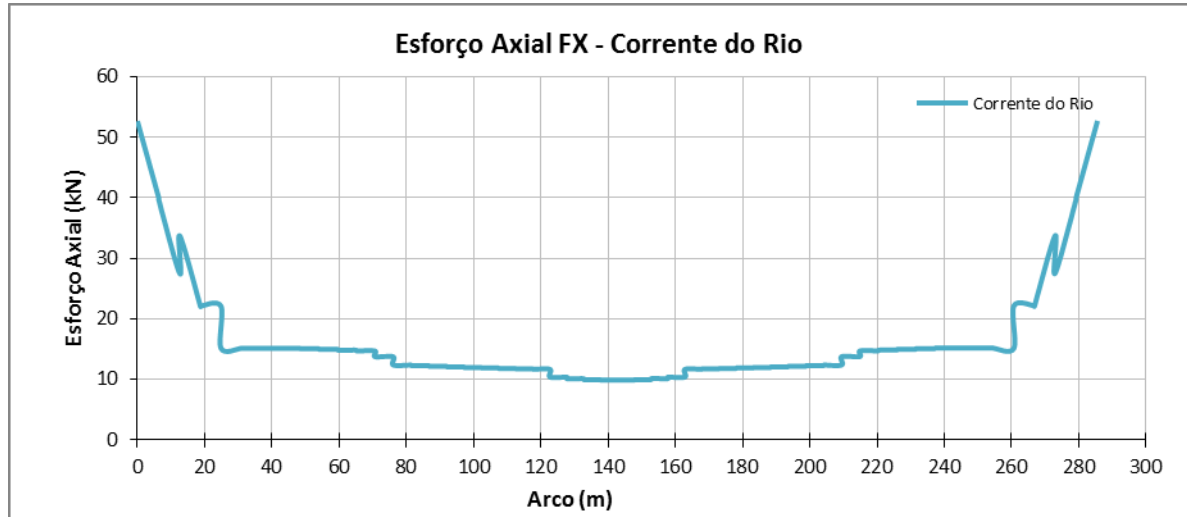


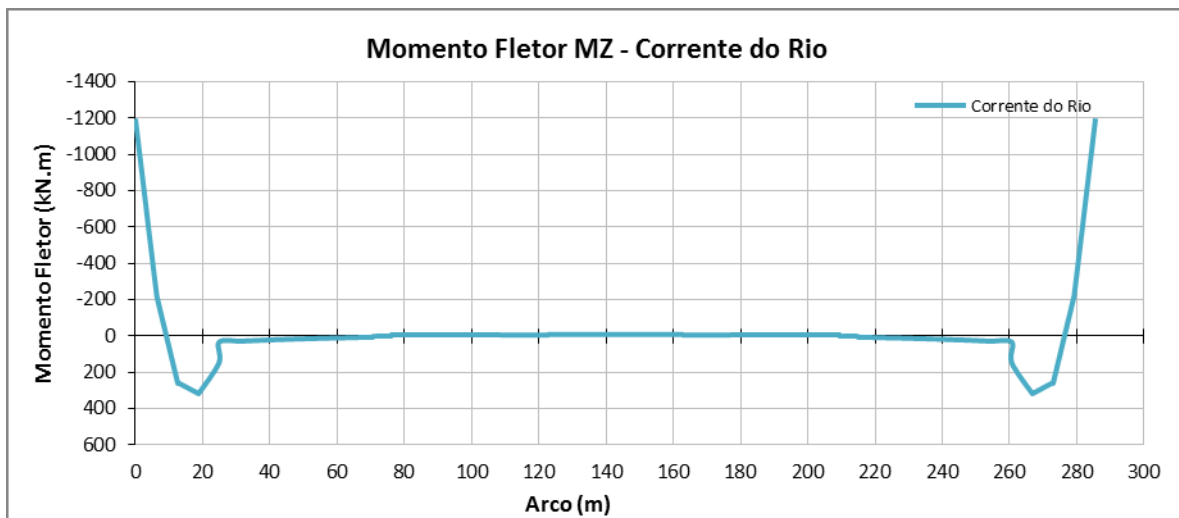
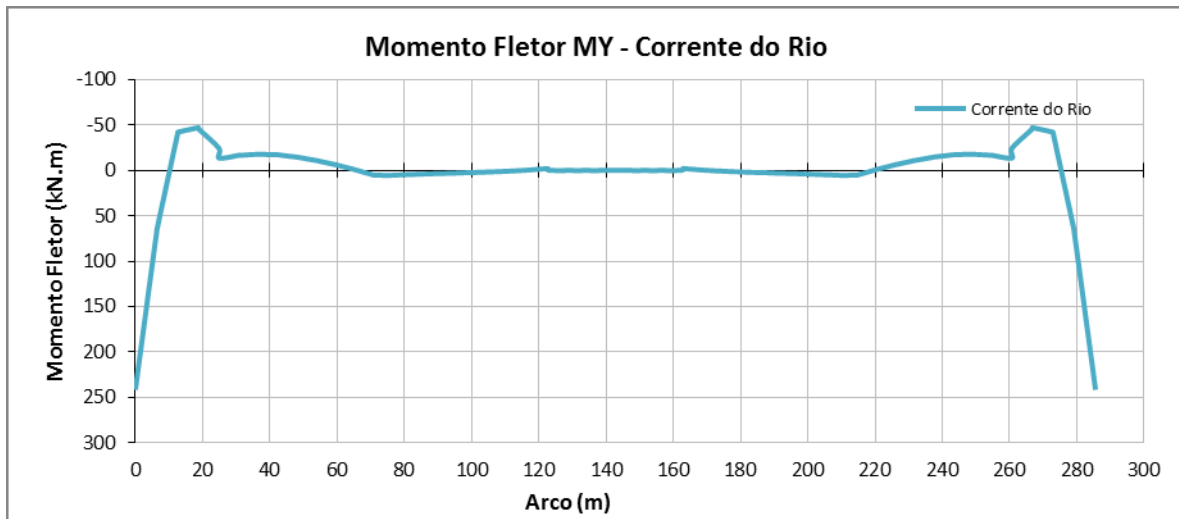
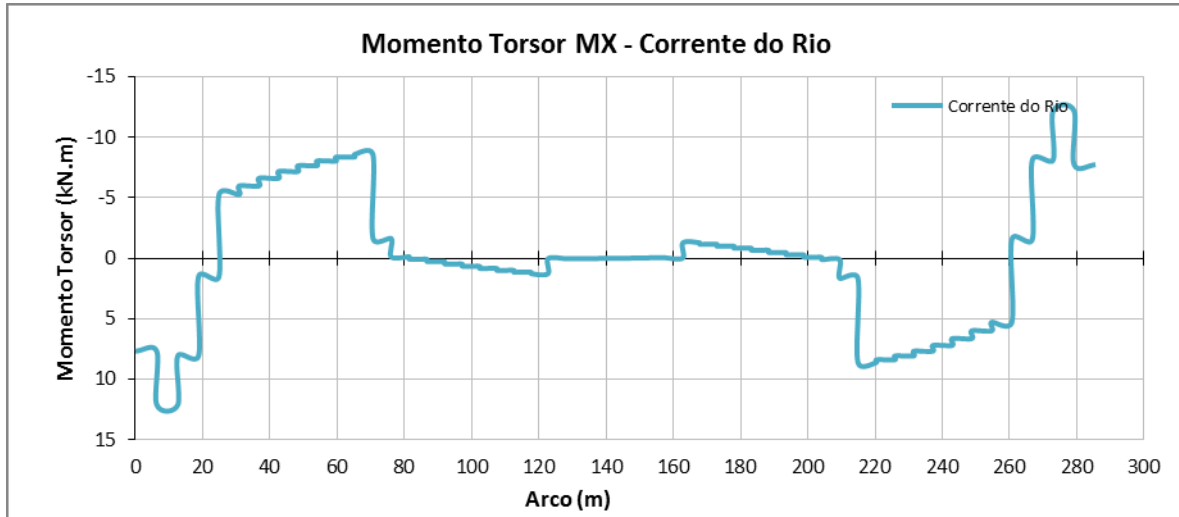


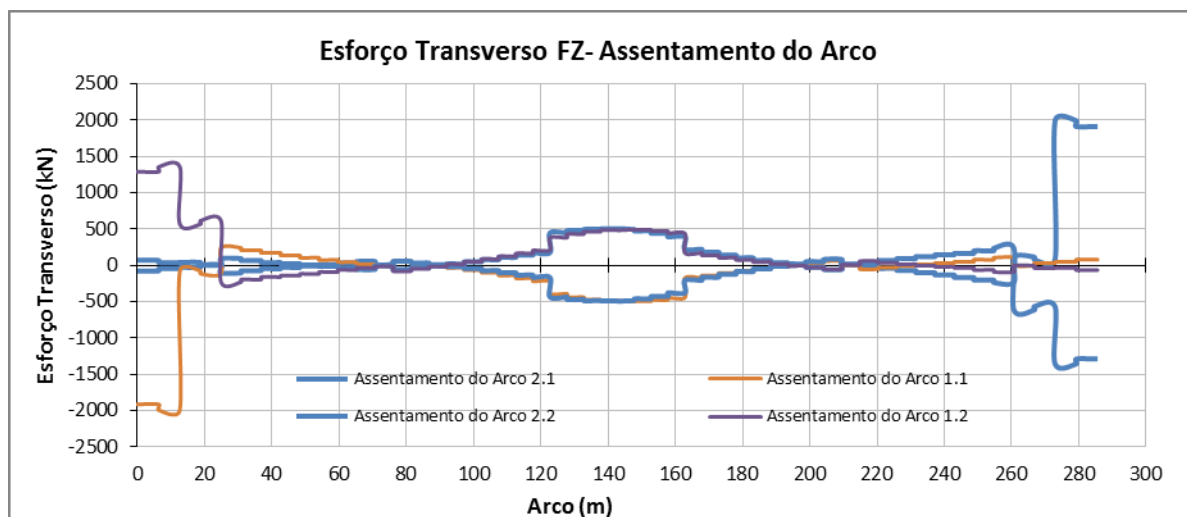
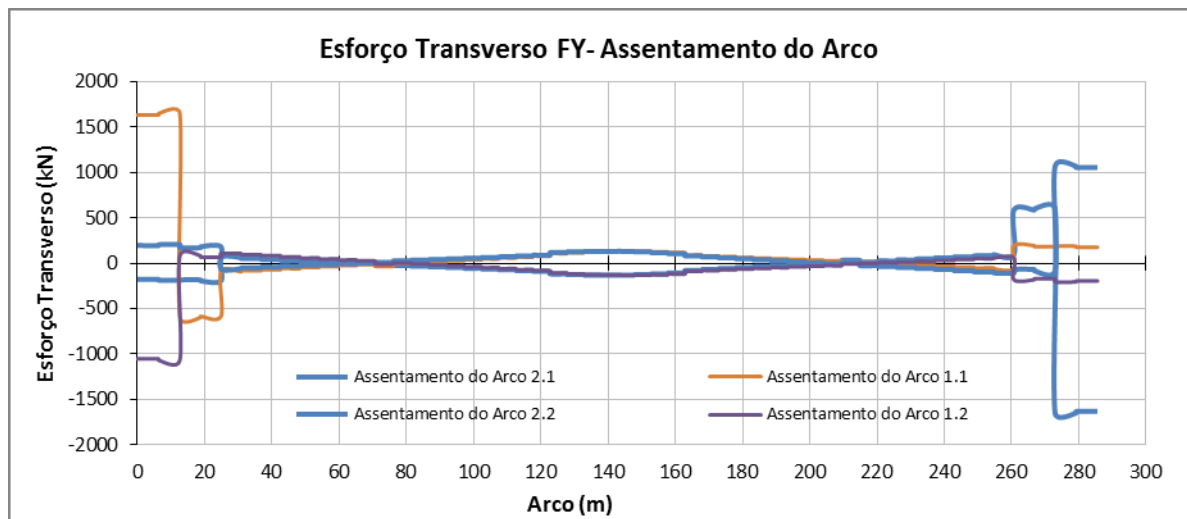
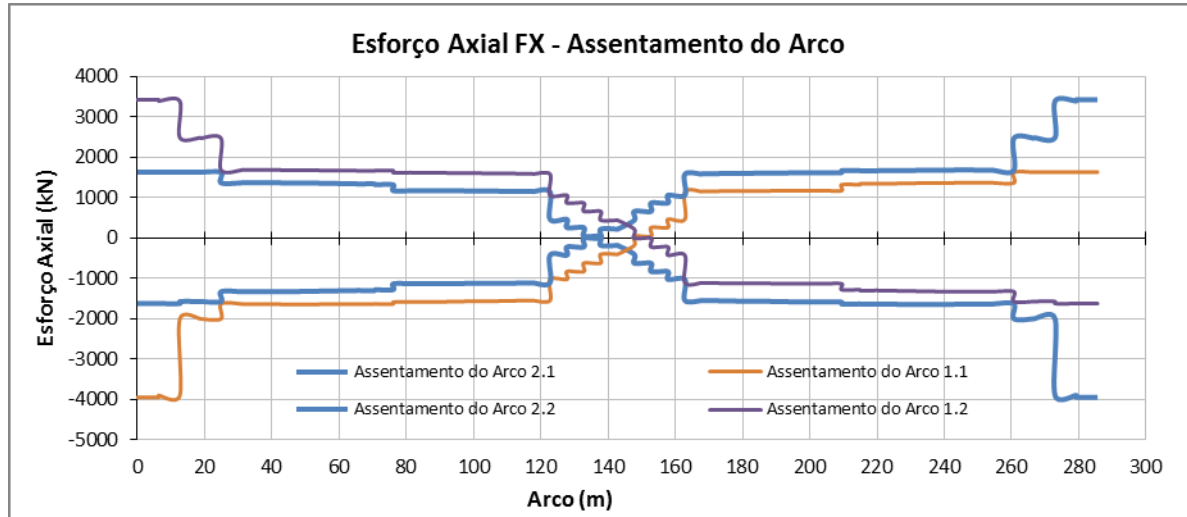


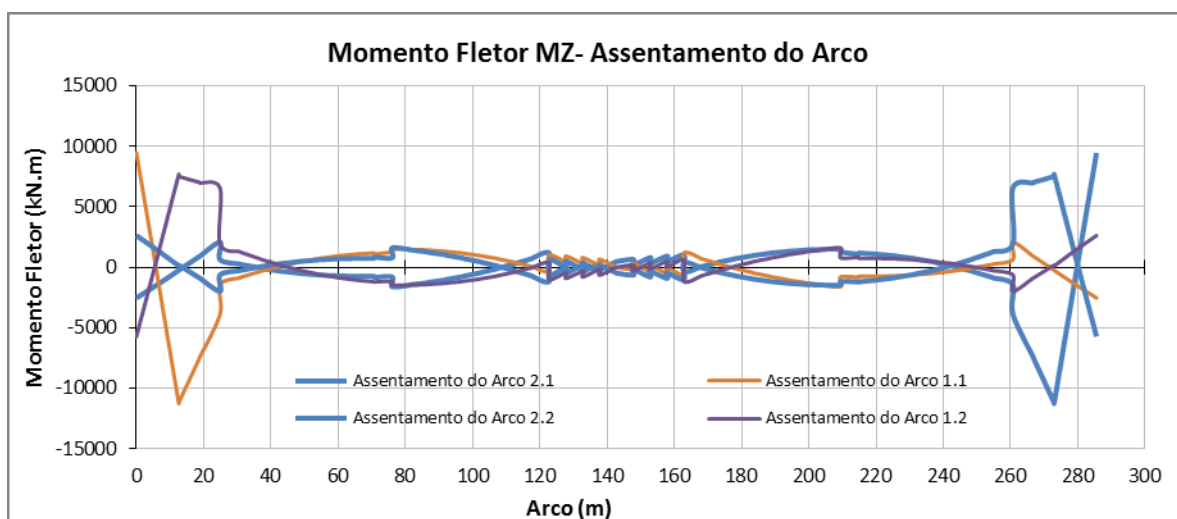
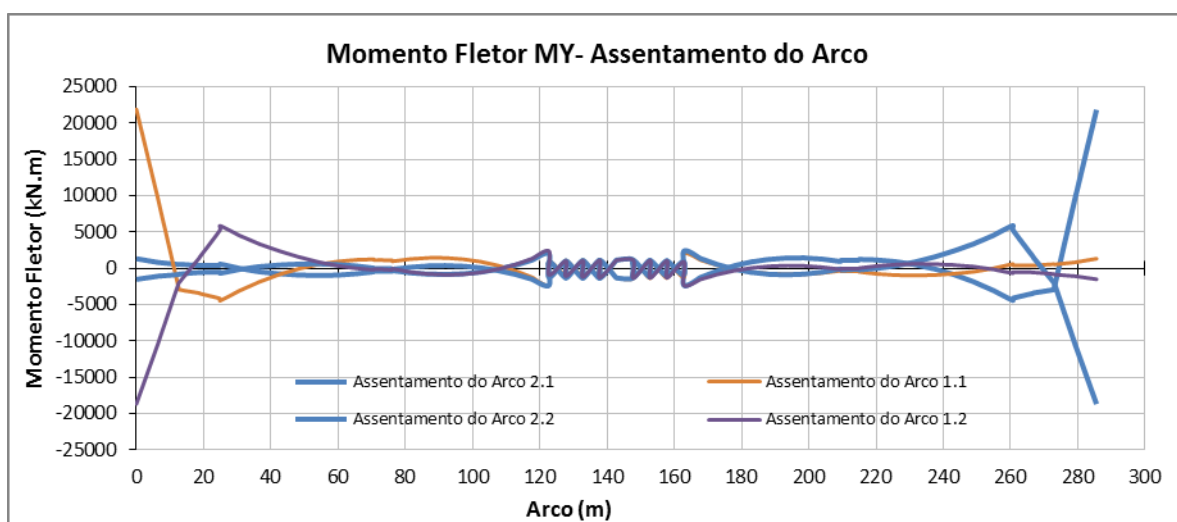
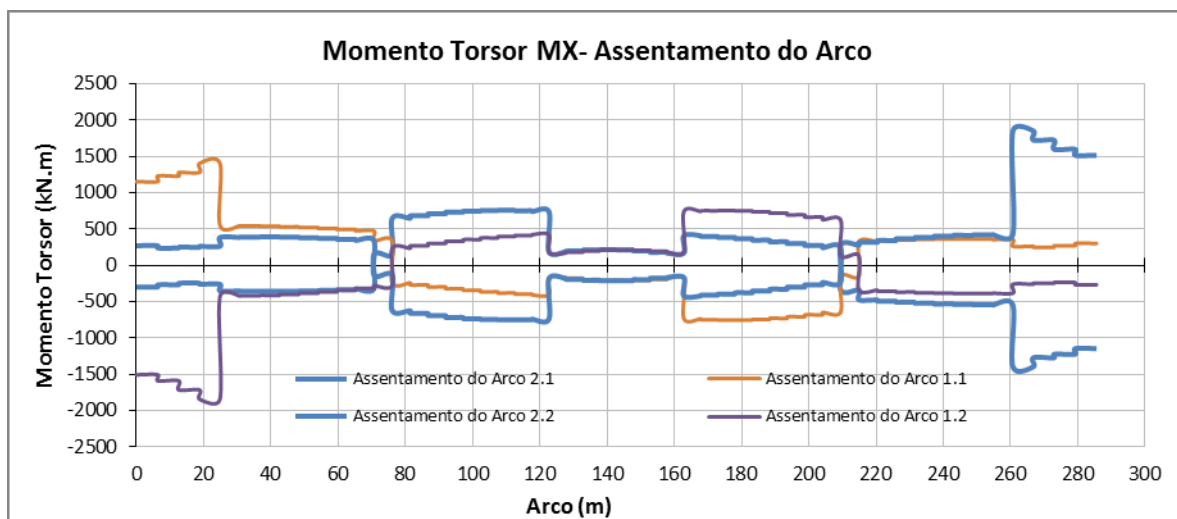










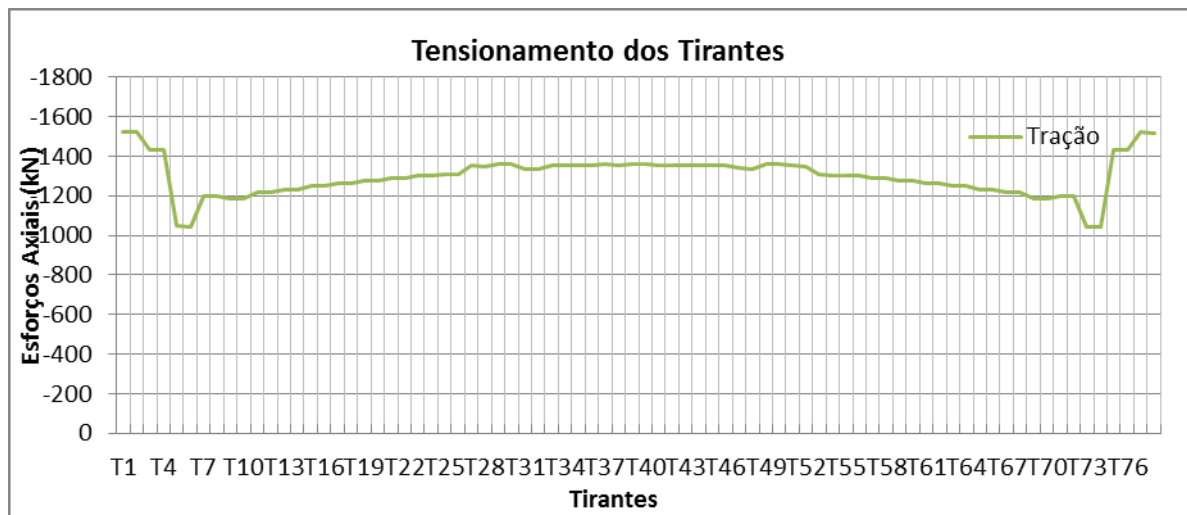
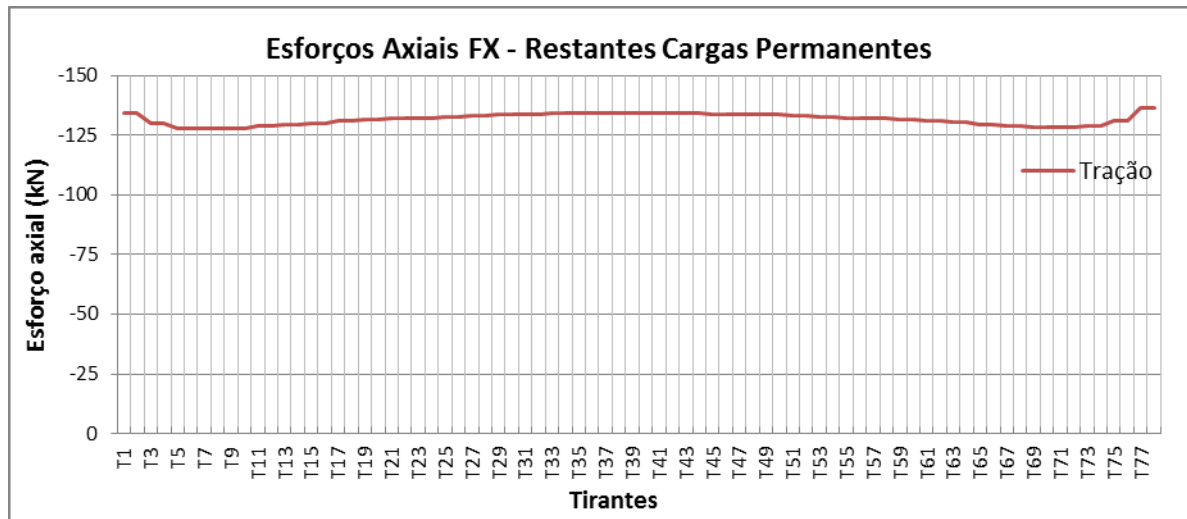
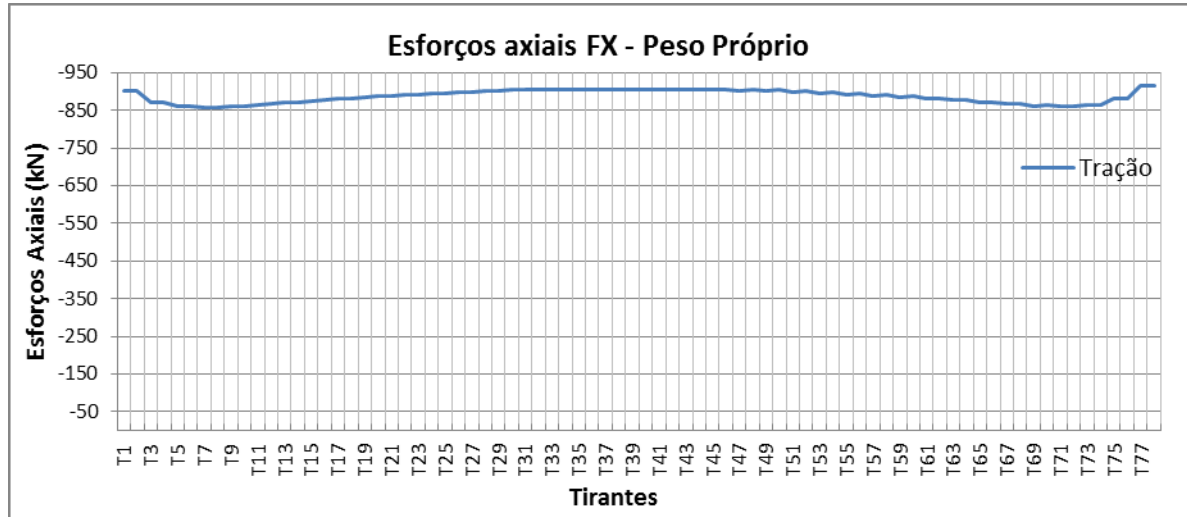


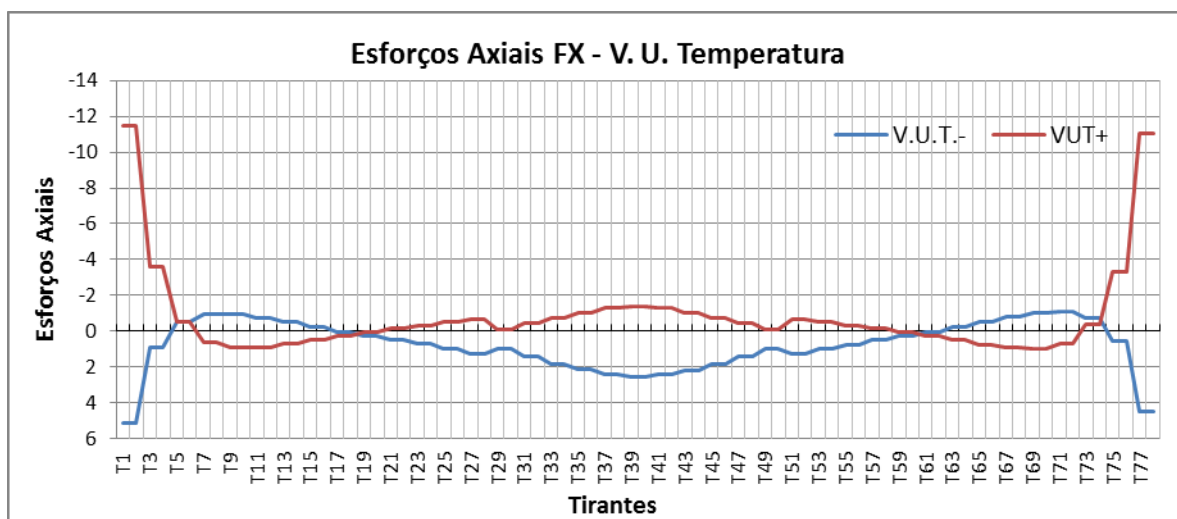
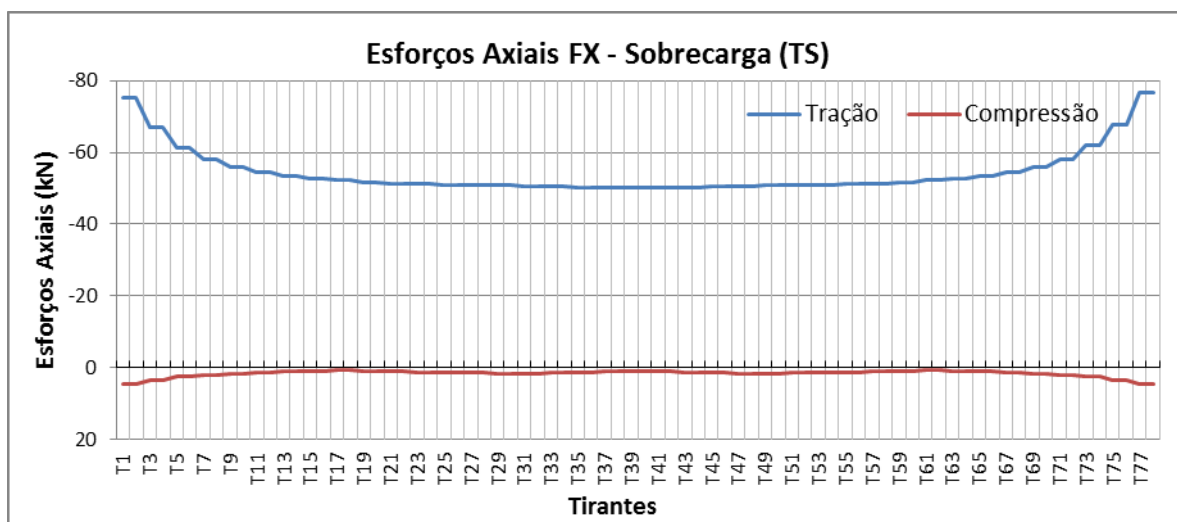
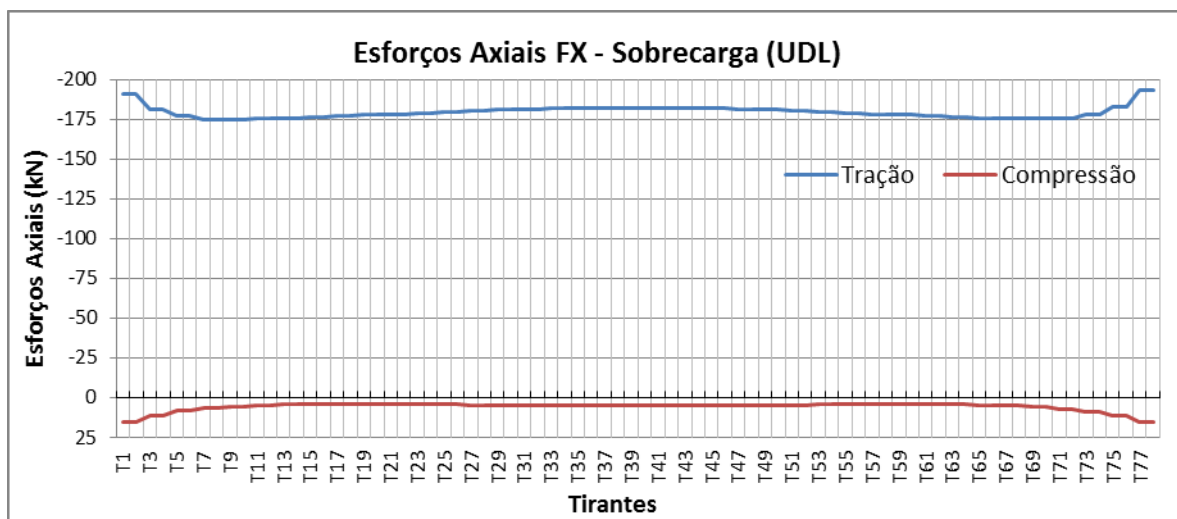
C.1.3. ANÁLISE DOS TIRANTES

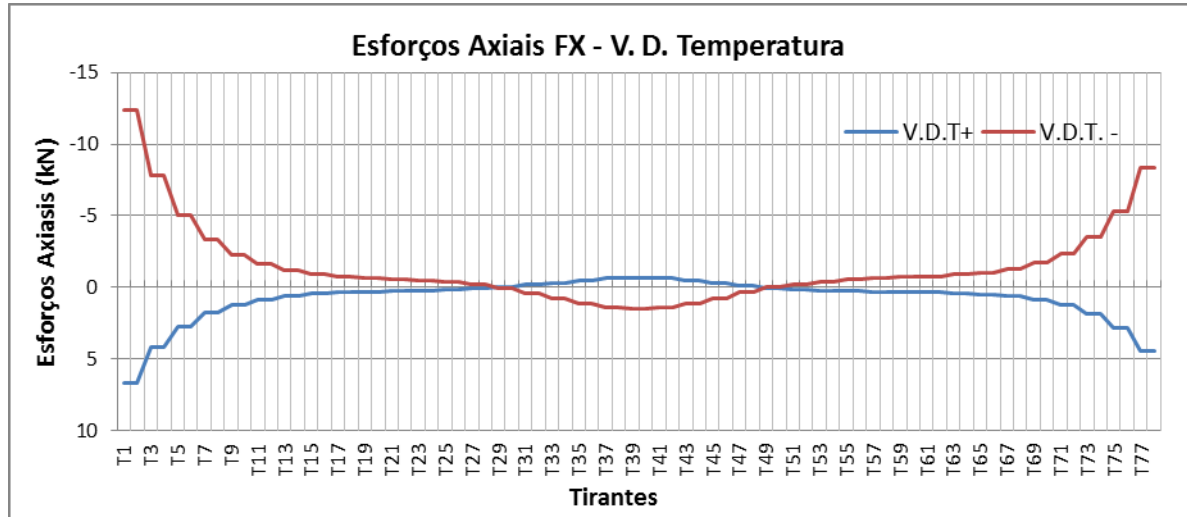
Tabela 35 - Casos de carga analisados para os tirantes

Caso	Nome do Caso
1	Peso Próprio
2	Restantes Cargas Permanentes
3	V. U. Temperatura (+25)
4	V. U. Temperatura (-15)
5	V. D. Temperatura (+15)
6	V. D. Temperatura (-15)
7to59	UDL_Lane1.1(9kN/M2)
60to 112	UDL_Lane1.2(9kN/M2)
113to165	UDL_Lane 2.1(2,5kN/M2)
167to213	UDL_Lane 2.2(2,5kN/M2)
214to266	TS_Lane1.1(2x300kN)
267to319	TS_Lane1.2(2x300kN)
320to372	TS_Lane2.1(2x100kN)
373to425	TS_Lane2.2(2x100kN)
426	Vento Long
427	Vento Transv
430	Tensionamento dos tirantes

DIAGRAMAS DE ESFORÇOS DOS TIRANTES







C.2. COMBINAÇÕES DE CÁLCULO - ESFORÇOS MÁXIMOS

C.2.1. COMBINAÇÕES DO TABULEIRO

Tabela 36 – Combinações usadas para a análise no tabuleiro

Combinação	Nome da combinação
1	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+UDL+0,75*TS+0,6VNT+0,6*TMP-
2	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+UDL+0,75*TS+0,6VNT+0,6*TMP+
3	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+TS+0,6VNT+0,6*TMP-
4	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+TS+0,6VNT+0,6*TMP+
5	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+0,75*TS+VNT+0,6*TMP-
6	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+0,75*TS+VNT+0,6*TMP+
7	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+0,75*TS+0,6VNT+TMP-
8	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+0,75*TS+0,6VNT+TMP+
9	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+0,5*TMP-
10	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+0,5*TMP+
11	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,75*TS+0,5*TMP-
12	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,75*TS+ 0,5*TMP+
13	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,6*VNT+0,5*TMP-
14	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,6*VNT+0,5TMP+
15	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,6*TMP-
16	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,6*TMP+
17	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,5*TMP-
18	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,5*TMP+
19	$1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(UDL+0,75*TS+0,6VNT+0,6*TMP-)$
20	$1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(UDL+0,75*TS+0,6VNT+0,6*TMP+)$
21	$1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(0,4*UDL+TS+0,6VNT+0,6*TMP-)$
22	$1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(0,4*UDL+TS+0,6VNT+0,6*TMP+)$
23	$1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(0,4*UDL+0,75*TS+VNT+0,6*TMP-)$
24	$1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(0,4*UDL+0,75*TS+VNT+0,6*TMP+)$
25	$1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(0,4*UDL+0,75*TS+0,6VNT+TMP-)$
26	$1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(0,4*UDL+0,75*TS+0,6VNT+TMP+)$

Nota: Foram apenas apresentados os esforços máximos para as secções abordadas na verificação dos estados limites do tabuleiro.

Tabela 37 – Combinações características

SLS	Comb.	Secção	My		Fx		Fz	
Característica	1	Apoiada	9121	-11766	917	-1143	4111	-3756
		Suspensa	7778	-4383	2504	-2178	2373	-2370
	2	Apoiada	10495	-9738	1038	-1022	4050	-3676
		Suspensa	6728	-6212	2629	-2054	2326	-2325
	3	Apoiada	7725	-9379	744	-1048	3164	-2993
		Suspensa	6080	-2497	2066	-1952	1662	-1659
	4	Apoiada	9135	-7351	865	-927	3218	-2913
		Suspensa	5123	-4292	2190	-1828	1614	-1613
	5	Apoiada	8530	-10309	1226	-1535	3514	-3416
		Suspensa	5615	-2864	3205	-3103	1686	-1686
	6	Apoiada	9419	-8281	1347	-1414	3692	-3335
		Suspensa	4689	-4587	3329	-2979	1640	-1640
	7	Apoiada	6957	-9327	696	-1080	3016	-2940
		Suspensa	5511	-2502	2011	-1985	1561	-1559
	8	Apoiada	9254	-5947	898	-878	3199	-2805
		Suspensa	4460	-5229	2218	-1778	1482	-1482

Tabela 38 – Combinações frequentes

SLS	Comb.	Secção	My		Fx		Fz	
Frequente	9	Apoiada	5247	-5955	13	-324	2486	-1916
		Suspensa	2026	-1691	288	-253	1069	-1068
	10	Apoiada	6422	-4265	113	-224	2434	-1848
		Suspensa	1477	-3083	391	-151	1030	-1030
	11	Apoiada	5733	-5193	-5	-282	2220	-1592
		Suspensa	2828	-1080	57	-188	844	-842
	12	Apoiada	6908	-3503	75	-182	2168	-1525
		Suspensa	2324	-2365	159	-87	805	-804
	13	Apoiada	4648	-6055	589	-949	2033	-2107
		Suspensa	786	-1258	1704	-1769	730	-730
	14	Apoiada	5390	-4365	690	-848	2181	-2040
		Suspensa	627	-2221	1808	-1666	738	-738
	15	Apoiada	3925	-4167	-9	-265	1750	-1354
		Suspensa	506	-848	-4	-172	524	-522
	16	Apoiada	5333	-2215	47	-157	1691	-1280
		Suspensa	497	-2211	109	-60	487	-487

Tabela 39 – Combinações Quase-permanentes

SLS	Comb.	Secção	My		Fx		Fz	
Quase permanente	17	Apoiada	3925	-4167	-64	-265	1750	-1354
		Suspensa	3855	-842	-4	-266	1131	-522
	18	Apoiada	5141	-2477	36	-165	1699	-1287
		Suspensa	4984	-1911	98	-165	1178	-484

Tabela 40 – Combinações Estados limites últimos

ULS	Comb.	Secção	My		Fx		Fz	
ELU	19	Apoiada	13297	-17087	1390	-1690	5906	-5436
		Suspensa	11717	-6525	3754	-3269	3483	-3478
	20	Apoiada	15116	-14045	1826	-1540	5814	-5316
		Suspensa	10142	-9263	3941	-3082	3343	-3410
	21	Apoiada	10960	-13507	1346	-1579	4485	-4292
		Suspensa	9170	-3695	3095	-2930	2364	-2411
	22	Apoiada	13076	-10465	1528	-1433	4393	-4171
		Suspensa	7736	-6383	3282	-2743	2295	-2343
	23	Apoiada	11901	-14902	2155	-2451	4300	-4926
		Suspensa	8473	-4246	4804	-4657	2461	-2462
	24	Apoiada	12291	-11860	2337	-2274	4208	-4805
		Suspensa	7516	-6826	4991	-4470	2392	-2393
	25	Apoiada	9728	-13428	1435	-1743	4264	-4211
		Suspensa	8321	-3635	3013	-2980	2610	-2261
	26	Apoiada	13255	-8358	1739	-1458	4109	-4010
		Suspensa	8607	-7787	3324	-2668	2753	-2146

C.2.2. COMBINAÇÕES DOS ARCOS

Tabela 41 – Combinações usadas para a análise nos arcos

Combinação	Nome da combinação
1	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+UDL+0,75*TS+0,6VNT+0,6*TMP-
2	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+UDL+0,75*TS+0,6VNT+0,6*TMP+
3	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+TS+0,6VNT+0,6*TMP-
4	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+TS+0,6VNT+0,6*TMP+
5	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+0,75*TS+VNT+0,6*TMP-
6	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+0,75*TS+VNT+0,6*TMP+
7	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+0,75*TS+0,6VNT+TMP-
8	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+0,75*TS+0,6VNT+TMP+
9	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+0,5*TMP-
10	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+0,5*TMP+
11	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,75*TS+0,5*TMP-
12	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,75*TS+ 0,5*TMP+
13	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,6*VNT+0,5*TMP-
14	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,6*VNT+0,5TMP+
15	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,6*TMP-
16	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,6*TMP+
17	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,5*TMP-
18	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,5*TMP+
19	1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(UDL+0,75*TS+0,6VNT+0,6*TMP-)
20	1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(UDL+0,75*TS+0,6VNT+0,6*TMP+)
21	1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(0,4*UDL+TS+0,6VNT+0,6*TMP-)
22	1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(0,4*UDL+TS+0,6VNT+0,6*TMP+)
23	1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(0,4*UDL+0,75*TS+VNT+0,6*TMP-)
24	1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(0,4*UDL+0,75*TS+VNT+0,6*TMP+)
25	1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(0,4*UDL+0,75*TS+0,6VNT+TMP-)
26	1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(0,4*UDL+0,75*TS+0,6VNT+TMP+)

Nota: Foram apenas apresentados os esforços máximos para as secções abordadas na verificação dos estados limites dos arcos.

Tabela 42 – Combinações características

SLS	Comb.	Secção	Fx		Fy		Fz		Mx		My		Mz	
Característica	1	Arranque	89326	72987	-435	-1316	4394	1446	123	-2026	-26599	-132170	-6787	-17750
		X=80m	69903	61791	557	158	733	10	560	-789	31913	-5092	75	-1953
		Meio	63339	60458	220	223	270	-1000	38	-23	13990	-3742	826	254
	2	Arranque	89884	73544	-659	-1540	3949	1001	-124	-2272	-5439	-111010	-8367	-19330
		X=80m	70781	62598	852	407	-128	-841	632	-993	30189	-6831	18	-2085
		Meio	63885	60998	-65	-61	252	-936	20	-49	7788	-10417	1715	1115
	3	Arranque	85119	72987	-596	-1150	3586	2256	-187	-1347	-48307	-108187	-9198	-15150
		X=80m	66885	62140	795	434	-152	-507	162	-682	23396	3795	-210	-1658
		Meio	60266	60534	-192	-174	-33	-661	16	-18	9923	-100	1874	1607
	4	Arranque	85677	73545	-819	-1374	3141	1811	-434	-1594	-27147	-87027	-10778	-16731
		X=80m	67345	62600	799	439	-311	-665	221	-624	21678	2077	-344	-1792
		Meio	60690	60961	84	102	-14	-724	28	-1	3468	-6270	1050	803
	5	Arranque	87757	70162	-850	-1439	3321	2484	-516	-1525	-46525	-109410	-13667	-19366
		X=80m	66589	60980	359	-9	-291	-588	329	-249	21458	4730	-4438	-4577
		Meio	59193	61440	-543	-631	585	186	-3	-52	9555	-74	554	277
	6	Arranque	88314	70720	-1073	-1663	2876	2039	-763	-1772	-25365	-88250	-15247	-20947
		X=80m	67705	62046	643	121	-370	-613	274	-462	20268	3091	-2858	-4810
		Meio	59500	61993	69	110	-33	-707	33	6	2852	-6040	1870	1618
	7	Arranque	84773	72825	-547	-1055	3632	2462	-122	-1164	-56951	-112791	-8924	-14392
		X=80m	66549	61980	789	438	-129	-437	105	-661	22840	5124	-200	-1606
		Meio	59858	60284	248	267	-41	-688	19	-8	11345	2528	563	320
	8	Arranque	85191	73243	-699	-1207	3257	2087	-410	-1452	-39630	-95470	-10069	-15537
		X=80m	66948	62379	793	442	-262	-571	156	-609	21403	3687	-311	-1718
		Meio	60292	60718	145	164	-44	-691	24	-3	5999	-2818	865	622

Tabela 43 – Combinações frequentes

SLS	Comb.	Secção	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz						
Frequente	9	Arranque	80220	77292	-295	-543	3371	2186	4	-733	-58684	-91839	-3624	-7288
		X=80m	65038	62654	739	691	461	203	-142	-628	19163	6290	3307	2866
		Meio	61154	58949	215	205	-162	-577	10	-12	6658	715	-532	-751
	10	Arranque	80684	77757	-481	-730	3001	1815	-201	-939	-41051	-74206	-4941	-8605
		X=80m	65798	63389	1010	946	-371	-641	-65	-638	17718	4849	3251	2786
		Meio	61632	59423	-312	-334	602	191	4	-32	1461	-4654	-735	-952
	11	Arranque	77833	77281	-375	-513	3077	2594	-87	-441	-69153	-81272	-4801	-6256
		X=80m	63536	63009	981	951	-292	-430	-303	-539	16114	10458	3201	3077
		Meio	59420	58952	208	206	-272	-462	2	-3	5428	2666	-617	-627
	12	Arranque	78297	77746	-561	-699	2706	2223	-292	-647	-51520	-63639	-6117	-7573
		X=80m	63918	63392	985	954	-424	-561	-254	-490	14682	9026	3090	2966
		Meio	59838	59370	105	103	-275	-466	7	2	102	-2661	-315	-325
	13	Arranque	81521	73051	-773	-895	2522	3021	-654	-604	-69054	-79621	-11781	-12129
		X=80m	63457	61830	477	220	299	361	-169	-104	12303	13137	-661	-1478
		Meio	57399	60498	186	218	-349	-391	8	8	3524	3412	609	595
	14	Arranque	81985	73516	-960	-1081	2151	2650	-859	-810	-51421	-61988	-13098	-13446
		X=80m	63843	62216	477	220	177	240	-128	-63	10870	11705	-767	-1584
		Meio	57818	60917	83	115	-353	-394	13	13	-1803	-1914	911	897
	15	Arranque	77254	77254	-395	-395	2801	2801	-207	-207	-76033	-76033	-5240	-5240
		X=80m	62966	62966	968	968	-368	-368	-418	-418	12866	12866	3109	3109
		Meio	58906	58906	217	217	-370	-370	-1	-1	4004	4004	-657	-657
	16	Arranque	77760	77760	-596	-596	2392	2392	-441	-441	-56667	-56667	-6671	-6671
		X=80m	63389	63389	971	971	-513	-513	-364	-364	11291	11291	2987	2987
		Meio	59367	59367	104	104	-373	-373	4	4	-1857	-1857	-325	-325

Tabela 44 – Combinações quase-permanentes

SLS	Comb.	Secção	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz						
Quase permanente	17	Arranque	77296	77296	-410	-410	2763	2763	-235	-235	-74301	-74301	-5355	-5355
		X=80m	63006	63006	968	968	-381	-381	-413	-413	12722	12722	3098	3098
		Meio	58949	58949	207	207	-370	-370	-1	-1	3469	3469	-627	-627
	18	Arranque	77254	77254	-395	-395	2801	2801	-207	-207	-76033	-76033	-5240	-5240
		X=80m	62966	62966	968	968	-368	-368	-418	-418	12866	12866	3109	3109
		Meio	58906	58906	217	217	-370	-370	-1	-1	4004	4004	-657	-657

Tabela 45 – Combinações estados limites últimos

ULS	Comb.	Secção	Fx		Fy		Fz		Mx		My		Mz	
ELU	19	Arranque	122364	97855	-580	-1901	6205	1783	241	-2981	-30052	-188409	-9291	-25736
		X=80m	96002	83727	1126	458	113	-957	918	-1519	46060	-9470	-230	-3384
		Meio	86133	81812	307	312	461	-1444	57	-34	20865	-5732	1310	453
	20	Arranque	123200	98691	-915	-2237	5537	1115	-130	-3352	1688	-156669	-11661	-28106
		X=80m	96691	84417	1132	464	-124	-1195	1007	-1431	43483	-12047	-430	-3584
		Meio	86886	82565	121	126	455	-1450	65	-25	11278	-15320	1854	998
	21	Arranque	116053	97855	-821	-1653	4993	2997	-224	-1964	-62615	-152434	-12907	-21836
		X=80m	90847	83730	1047	506	-161	-693	301	-966	33294	3892	-772	-2943
		Meio	81407	81813	288	316	42	-1024	33	-10	14670	63	1102	732
	22	Arranque	116889	98691	-	-1988	4326	2330	-594	-2335	-30875	-120694	-15278	-24207
		X=80m	91536	84419	1053	512	-399	-930	390	-877	30717	1315	-972	-3144
		Meio	82160	82566	102	130	35	-1030	42	-1	5083	-9524	1646	1277
	23	Arranque	120010	93618	-	-2086	4595	3339	-717	-2230	-59942	-154269	-19611	-28161
		X=80m	91387	82900	812	29	-251	-614	381	-724	31178	5413	-4544	-7472
		Meio	79622	83361	266	327	13	-999	41	0	13746	408	2333	1954
	24	Arranque	120846	94454	-	-2421	3928	2672	-1087	-2601	-28202	-122529	-21981	-30531
		X=80m	92076	83589	818	36	-488	-852	469	-635	28601	2836	-4744	-7672
		Meio	80375	84114	81	142	7	-1005	49	9	4158	-9179	2877	2499
	25	Arranque	115534	97612	-747	-1510	5061	3306	-125	-1689	-75581	-159341	-12497	-20699
		X=80m	90343	83489	1038	512	-126	-589	215	-933	32460	5886	-756	-2866
		Meio	80911	81551	349	378	-6	-976	29	-12	16898	3672	915	551
	26	Arranque	116927	99005	-	-2068	3949	2194	-743	-2306	-22681	-106441	-16448	-24649
		X=80m	91492	84638	1049	523	-521	-984	363	-786	28165	1591	-1090	-3200
		Meio	82167	82806	40	69	-16	-986	43	2	918	-12307	1823	1458

C.2.3. COMBINAÇÕES DOS TIRANTES

Tabela 46 – Combinações usadas para a análise nos tirantes

Combinação	Nome da combinação
1	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+UDL+0,75*TS+0,6VNT+0,6*TMP-
2	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+UDL+0,75*TS+0,6VNT+0,6*TMP+
3	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+TS+0,6VNT+0,6*TMP-
4	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+TS+0,6VNT+0,6*TMP+
5	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+0,75*TS+VNT+0,6*TMP-
6	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+0,75*TS+VNT+0,6*TMP+
7	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+0,75*TS+0,6VNT+TMP-
8	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+0,75*TS+0,6VNT+TMP+
9	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+0,5*TMP-
10	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,4*UDL+0,5*TMP+
11	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,75*TS+0,5*TMP-
12	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,75*TS+ 0,5*TMP+
13	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,6*VNT+0,5*TMP-
14	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,6*VNT+0,5TMP+
15	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,6*TMP-
16	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,6*TMP+
17	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,5*TMP-
18	PPP+RCP+TIR+ASS+EDF+0,5*TMP+
19	1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(UDL+0,75*TS+0,6VNT+0,6*TMP-)
20	1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(UDL+0,75*TS+0,6VNT+0,6*TMP+)
21	1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(0,4*UDL+TS+0,6VNT+0,6*TMP-)
22	1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(0,4*UDL+TS+0,6VNT+0,6*TMP+)
23	1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(0,4*UDL+0,75*TS+VNT+0,6*TMP-)
24	1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(0,4*UDL+0,75*TS+VNT+0,6*TMP+)
25	1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(0,4*UDL+0,75*TS+0,6VNT+TMP-)
26	1,35*(PPP+RCP+TIR+ASS+EDF)+1,5*(0,4*UDL+0,75*TS+0,6VNT+TMP+)

Nota: Foram apenas apresentados os esforços máximos para as secções abordadas na verificação dos estados limites dos tirantes.

Tabela 47 – Combinações características

SLS	Comb.	Fx	
Característica	1	-2745	-2464
	2	-2755	-2474
	3	-2649	-2472
	4	-2659	-2482
	5	-2635	-2468
	6	-2645	-2478
	7	-2628	-2471
	8	-2645	-2488

Tabela 48 – Combinações frequentes

SLS	Comb.	Fx	
Frequente	9	-2567	-2485
	10	-2575	-2493
	11	-2547	-2487
	12	-2555	-2495
	13	-2498	-2483
	14	-2506	-2491
	15	-2490	-2490
	16	-2500	-2500

Tabela 49 – Combinações quase-permanentes

SLS	Comb.	Fx	
Quase-Permanente	17	-2491	-2491
	18	-2499	-2499

Tabela 50 – Combinações estados limites últimos

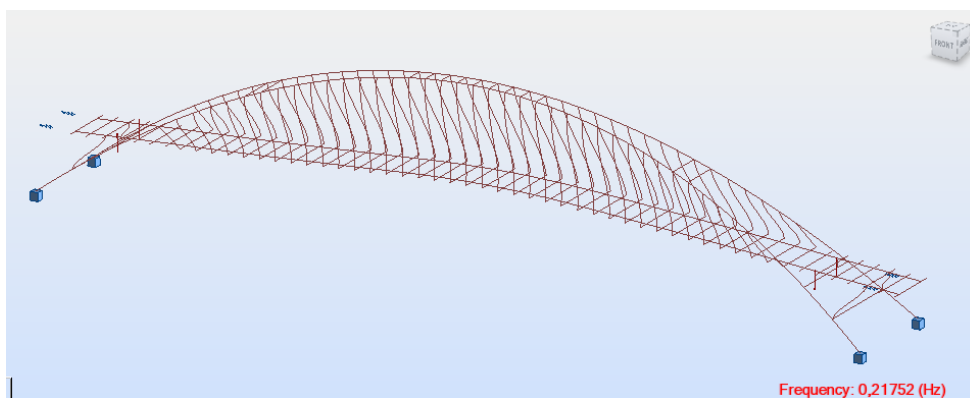
ULS	Comb.	Fx	
ELU	19	-5558	-3322
	20	-5578	-3337
	21	-5364	-3334
	22	-5385	-3349
	23	-5336	-3328
	24	-5356	-3343
	25	-5322	-3333
	26	-5356	-3358

C.3. MODOS DE VIBRAÇÃO FUNDAMENTAIS

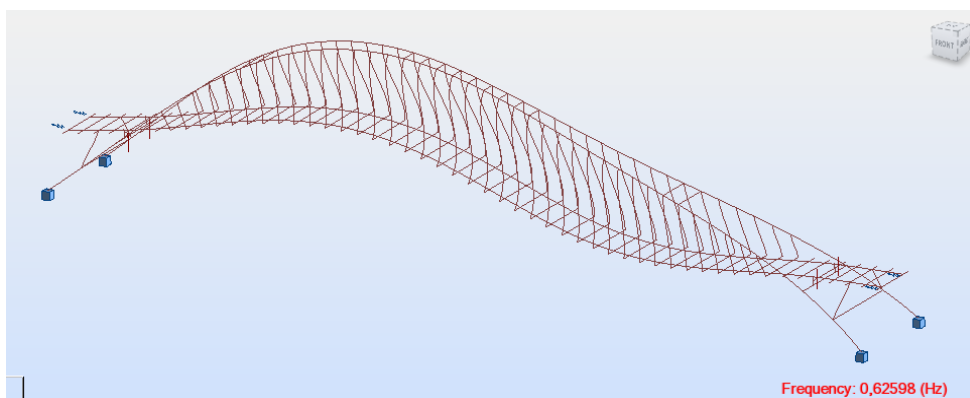
Tabela 51 – Modos de vibração

	Frequência (Hz)	Período (seg)	Mas.rel.UX (%)	Mas.rel.UY (%)	Mas.rel.UZ (%)	Mas.corr.UX (%)	Mas.corr.UY (%)	Mas.corr.UZ (%)
1ºModo	0,2175	4,5973	99,8645	0,0000	0,0000	99,8645	0,0000	0,0000
2ºModo	0,6260	1,5975	99,9756	0,0000	0,0000	0,1112	0,0000	0,0000
3ºModo	0,6547	1,5275	99,9756	72,1963	0,0020	0,0000	72,1963	0,0020
4ºModo	0,8425	1,1870	99,9756	72,2002	21,3380	0,0000	0,0039	21,3360
5ºModo	1,1803	0,8473	99,9756	72,2009	69,6293	0,0000	0,0008	48,2913
6ºModo	1,4244	0,7021	99,9771	72,2009	69,6293	0,0015	0,0000	0,0000
7ºModo	1,8689	0,5351	99,9771	72,2520	78,2076	0,0000	0,0511	8,5783
8ºModo	1,9242	0,5197	99,9771	72,2520	78,2076	0,0000	0,0000	0,0000
9ºModo	2,3404	0,4273	99,9771	72,2520	78,2076	0,0000	0,0000	0,0000
10ºModo	2,4107	0,4148	99,9771	82,4073	78,2118	0,0000	10,1553	0,0042

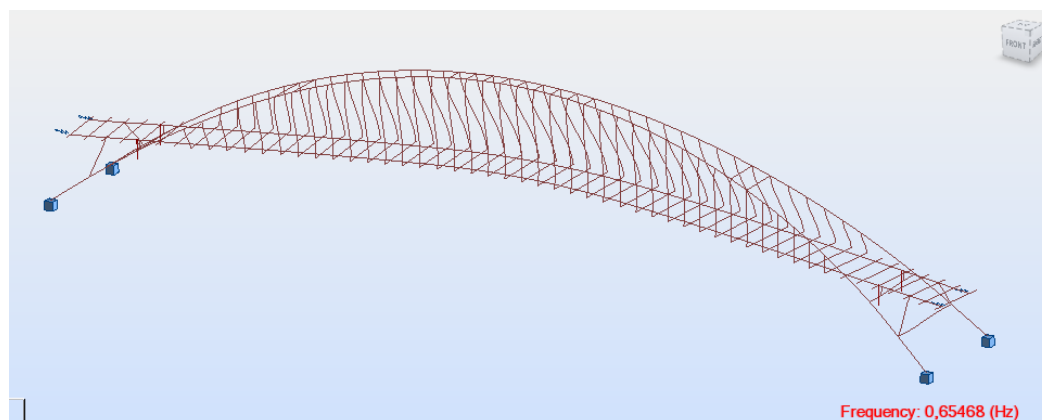
C.3.1. CONFIGURAÇÕES DOS MODOS DE VIBRAÇÃO OBTIDOS ANALITICAMENTE



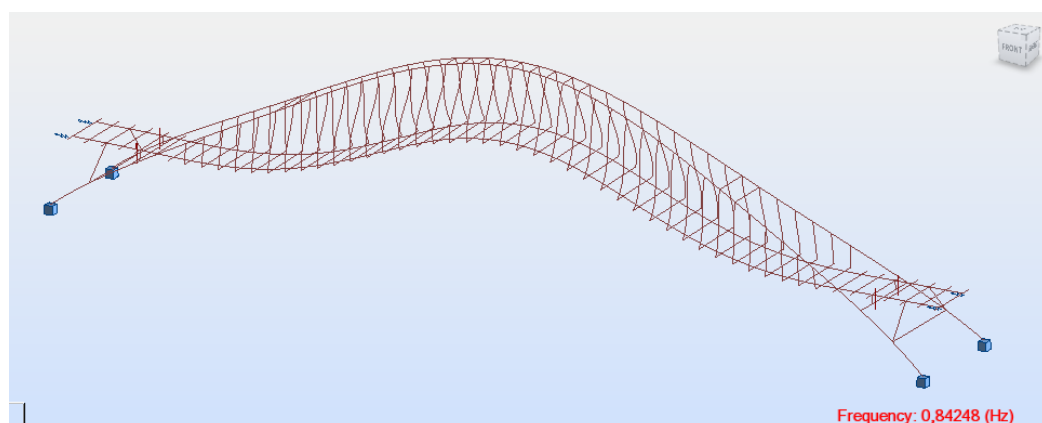
1ºModo



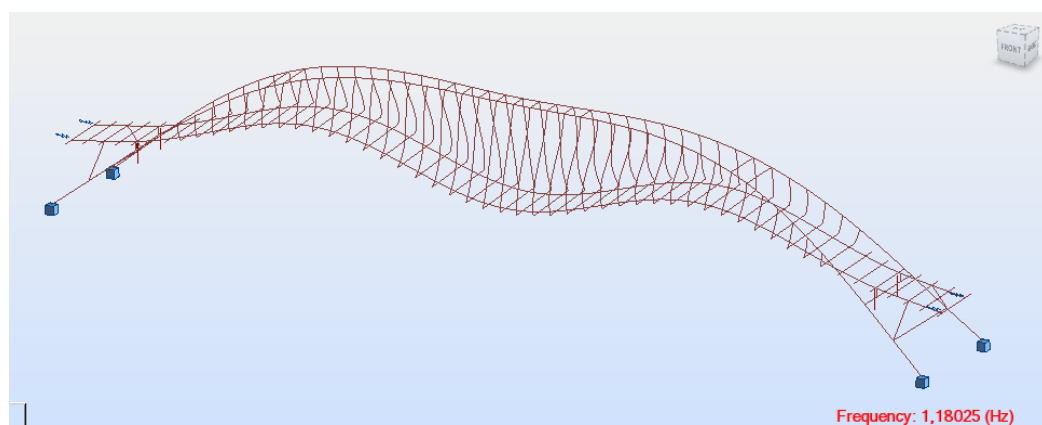
2ºModo



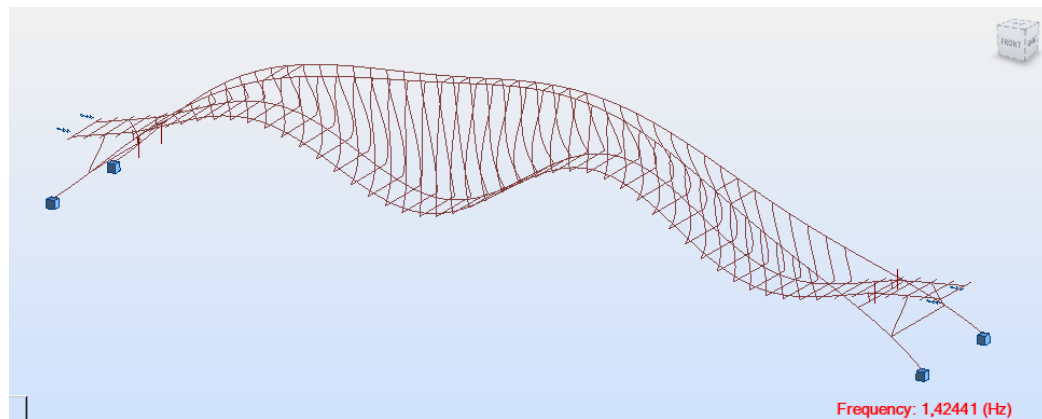
3ºModo



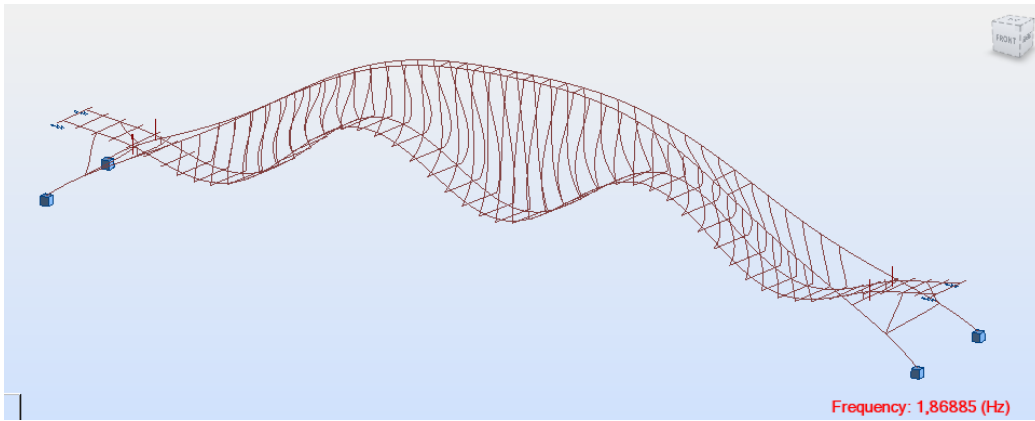
4ºModo



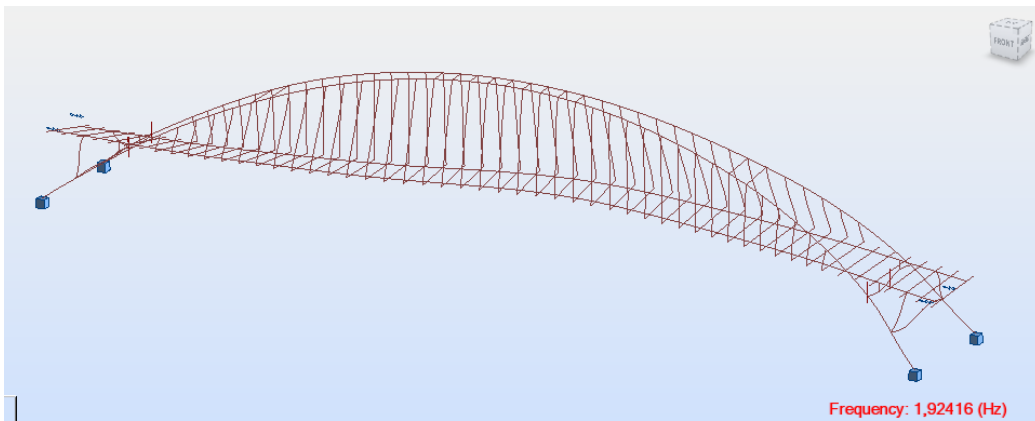
5ºModo



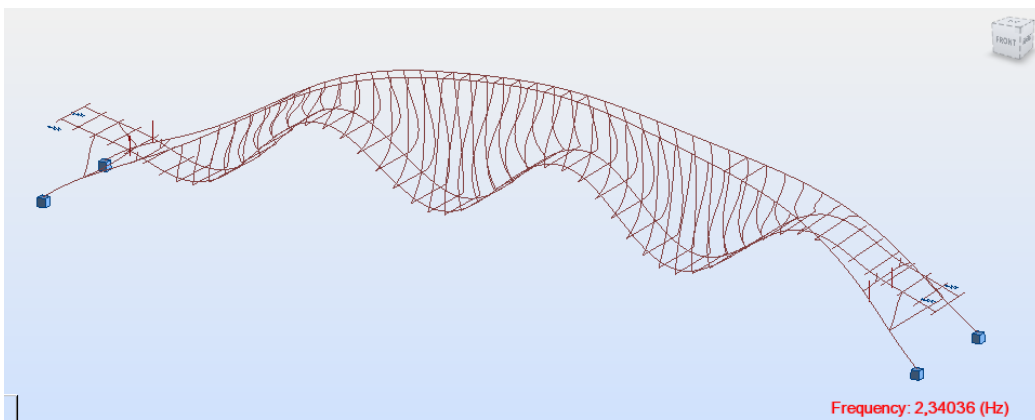
6ºModo



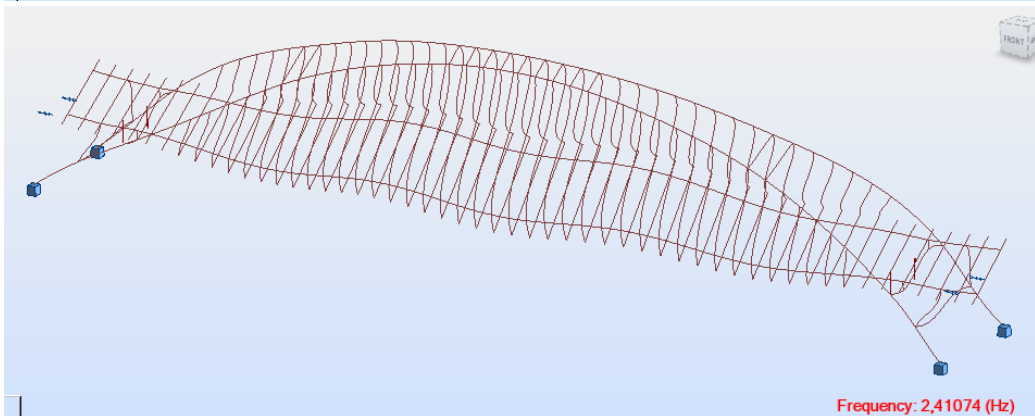
7ºModo



8ºModo



9ºModo



10ºModo

ANEXO D

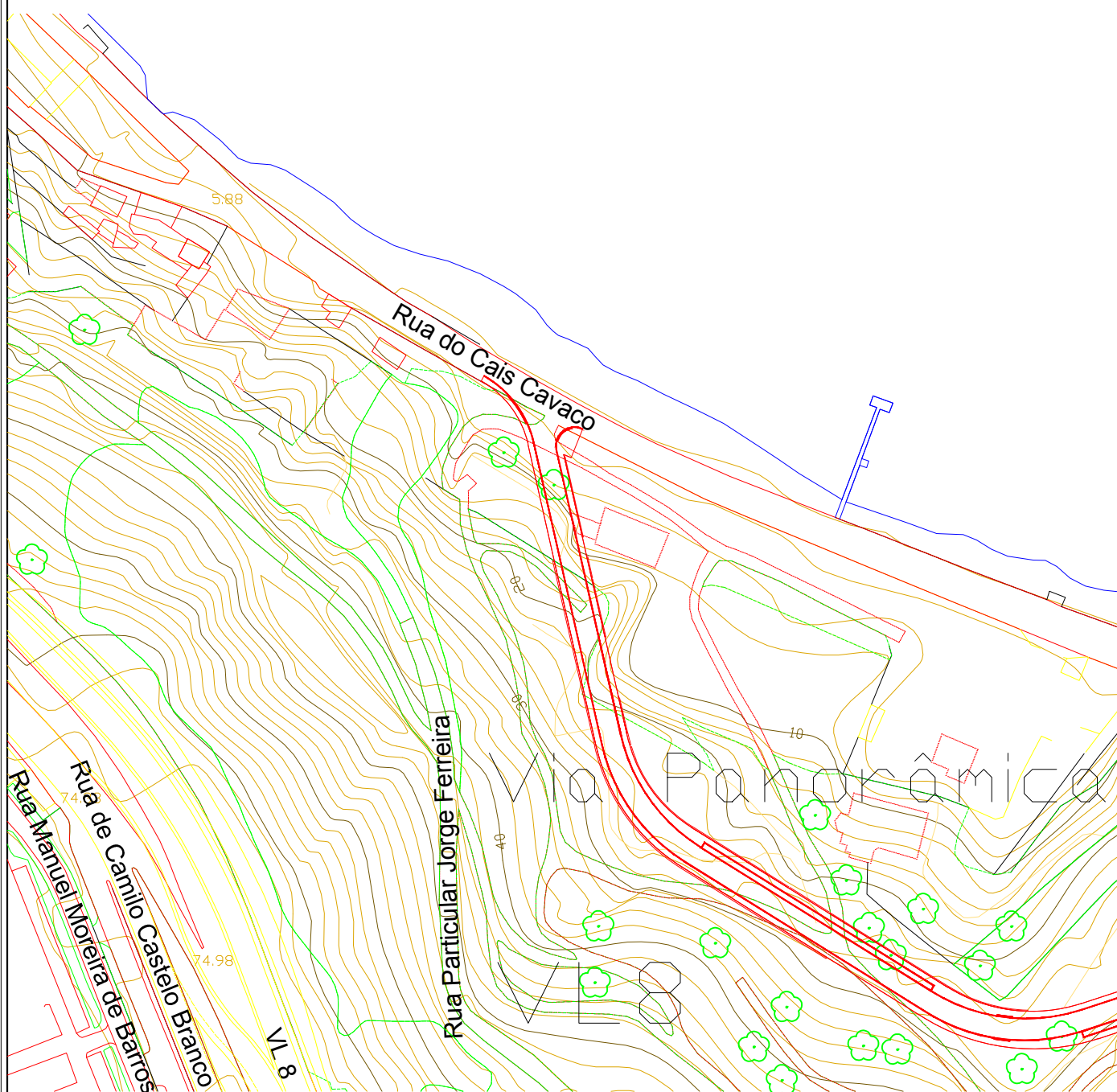
D.1. INFORMAÇÃO TOPOGRÁFICA

D.2. INFORMAÇÃO HIDROLÓGICA

D.3. ESBOÇOS DA IMPLANTAÇÃO DA ESTRUTURA

D.4. CATÁLOGO VSL E DSI

D.1. INFORMAÇÃO TOPOGRÁFICA



Projeto de uma Ponte Rodoviária entre Porto e Gaia

Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Nome: José Cristiano Ferreira Moreira

Data: Julho 2012

Extratos de cartografia referente à margem de V. N. Gaia

Escala: 1:200

U. PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

Desenho nº1



Projeto de uma Ponte Rodoviária entre Porto e Gaia

Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Nome: José Cristiano Ferreira Moreira

Data: Julho 2012

Extratos de cartografia referente à margem do Porto

Escala: 1:200

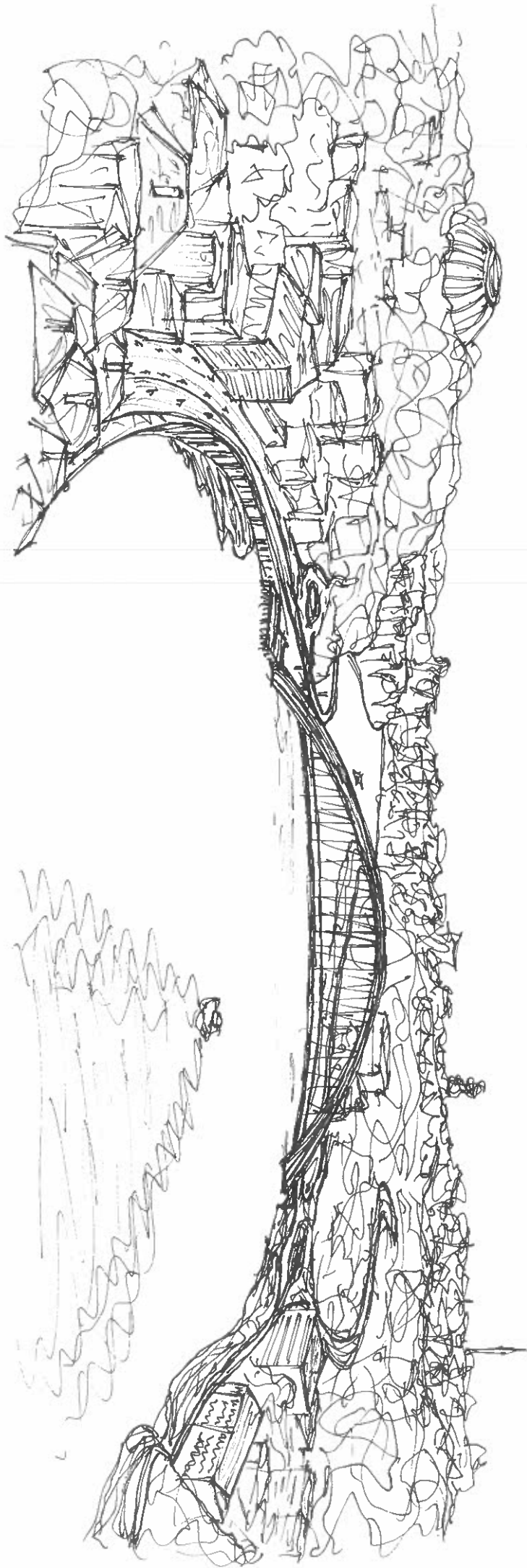
U. PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

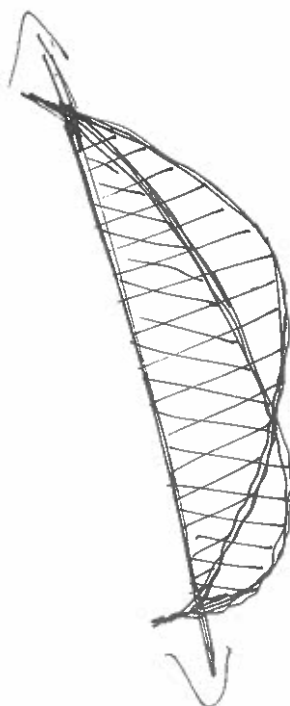
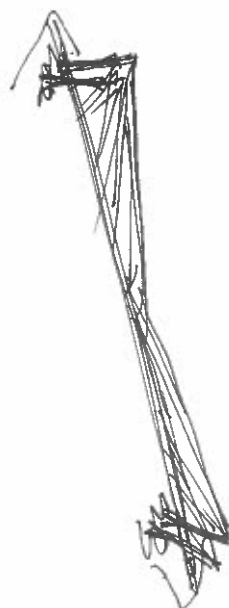
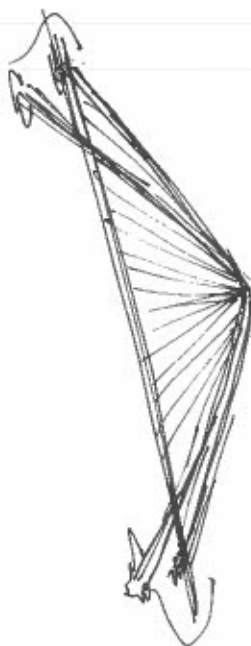
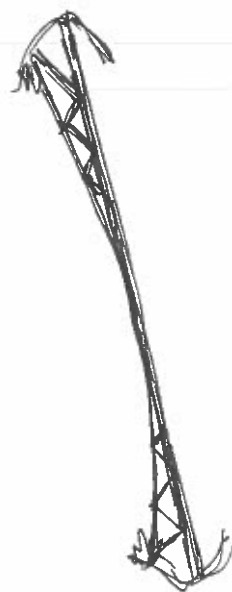
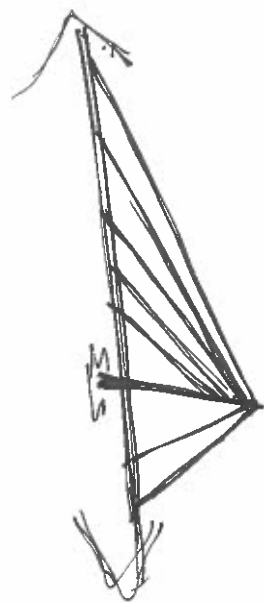
Desenho nº 2

D.2. INFORMAÇÃO HIDROLÓGICA

D.3. ESBOÇOS DA IMPLANTAÇÃO DA ESTRUTURA



2
P.
R.



7.1.2

D.4. CATÁLOGO VSL E DSI

Selected Design Considerations

Tendon Force Losses

The effective prestressing force at a specific place and time differs from the initial prestressing force for various reasons.

Significant factors include:

- friction losses in the anchorage;
- friction losses due to curvature of the tendon;
- shrinkage and creep of the concrete;
- relaxation of the prestressing steel;
- draw-in of the wedges during lock-off;
- elastic shortening of the structural element.

The friction losses in the anchorage due to curvature of the strand and friction of the strand in the wedges usually amount to between 2 and 4% of the jacking force, depending upon the type of anchorage and tendon unit.

The friction losses along the tendon can be determined using the following formula:

$$P_x = P_o e^{-(\mu\alpha + kx)}$$

x = distance from stressing end
(in feet or meters);

P_x = prestressing force at x ;

P_o = prestressing force at stressing end;

μ = coefficient of friction;

α = sum of all angular deviations (in radians)
over the distance x ;

k = wobble friction coefficient due to minor
unavoidable tendon curvatures
(placing tolerances) per ft (m).

The friction coefficients μ and k can vary and depend upon various factors, including: the nature and surface condition of the prestressing steel; the type, diameter and surface condition of the duct; the installation method; and tendon radius of curvature.

The following values may be assumed for design:
Tendon in standard circular galvanized steel ducts:

$$\mu = 0.20$$

$$k = 0.0002/\text{ft} \ (0.0007/\text{m})$$

Tendon in circular PT-PLUS™ plastic ducts:

$$\mu = 0.14$$

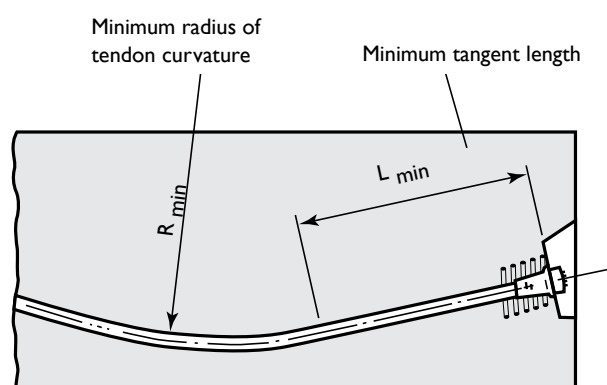
$$k = 0.0002/\text{ft} \ (0.0007/\text{m})$$

For calculating the losses due to shrinkage and creep of the concrete, reference should be made to the technical literature and to the standards applicable to each project.

The relaxation of the prestressing steel depends primarily on the type of steel (relaxation class), the magnitude of the prestress, and the temperature.

For low relaxation strands commonly used today, the maximum loss is 2.5% after 1,000 hours at 68°F (20°C) and an initial stress of 70% of the nominal tensile strength. Further information can be found in the relevant prestressing steel standards and manufacturers literature.

Independent of the type of VSL jack or tendon, a loss due to wedge draw-in of approximately 0.25" (6mm) occurs at lock-off. If necessary, this can be compensated by suitable procedures.



Tendon Unit	R min.		L min.	
	ft.	m	ft.	m
5-7	9.8	3.0	2.6	0.8
5-12	13.5	4.1	3.3	1.0
5-19	17.7	5.4	3.3	1.0
5-27	21.0	6.4	3.3	1.0
5-31	22.3	6.8	4.9	1.5
5-37	24.0	7.3	4.9	1.5
5-43	25.9	7.9	4.9	1.5
5-55	29.5	9.0	4.9	1.5
Tendon Unit	R min.		L min.	
	ft.	m	ft.	m
6-7	12.8	3.9	3.3	1.0
6-12	16.4	5.0	3.3	1.0
6-19	20.7	6.3	4.9	1.5
6-22	22.6	6.9	4.9	1.5
6-31	26.4	8.1	4.9	1.5
6-37	28.2	8.6	4.9	1.5
6-43	30.8	9.4	4.9	1.5
6-55	34.8	10.6	4.9	1.5

Tendon Supports

Recommended spacing:

Standard steel ducts: 2.5 to 4.0 ft (0.8 to 1.2m)

PT-PLUS™ plastic duct: 2.0 ft. maximum (0.6m)

External Post-Tensioning



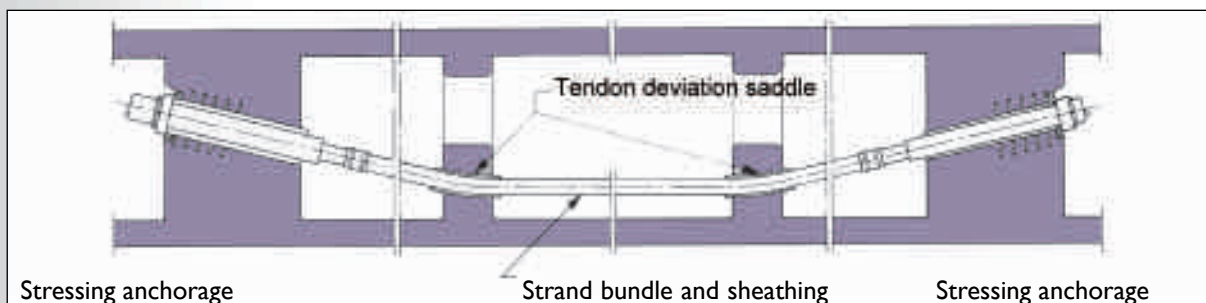
External post-tensioning is well adapted to bridges due to the resulting savings in construction costs and the high degree of corrosion resistance provided by the system. External tendons are easy to inspect and, if necessary, replace. They are ideal for strengthening existing structures and, apart from their uses in bridges, can be used for a wide range of other applications, including buildings, silos, and reservoirs.



VSL External Tendons:

- strand bundle;
- polyethylene ducts;
- standard multistrand anchorages, or special anchorages permitting easy tendon replacement;
- grout.

VSL External Post-Tensioning System Components



Saddles at Points of Deviation

A saddle at a point of deviation consists of:

- a structural element capable of carrying the loads exerted by the tendon in the deviation zone;
- a part ensuring the geometry of the deviation.

Globally, a saddle at a point of deviation must satisfy the following requirements:

- withstand both the longitudinal and transverse forces that the tendon applies to it and transmit these forces to the structure;
- ensure, without unacceptable angular breaking, the connection between two straight tendon sections;
- withstand movements of the external tendon during stressing without compromising the tendon's corrosion protection system.

When designing saddles, it is important to consider the following:

Various solutions have been used in practice, as shown on the sketch. In most cases, saddles consist of a pre-bent steel tube cast into the surrounding concrete or attached to a steel structure by stiffening plates. The connection between the free tendon length and the saddle must be carefully detailed in order not to damage the prestressing steel by sharp angular deviations during stressing and in service. It is also important that the protective sheathing be properly joined. If tendon replacement is a design requirement, the saddle arrangement must be chosen accordingly; i.e., double sheathing as shown on alternative (3) of the sketch below or by the use of a "Diablo" as shown on the alternative (4) of the sketch.

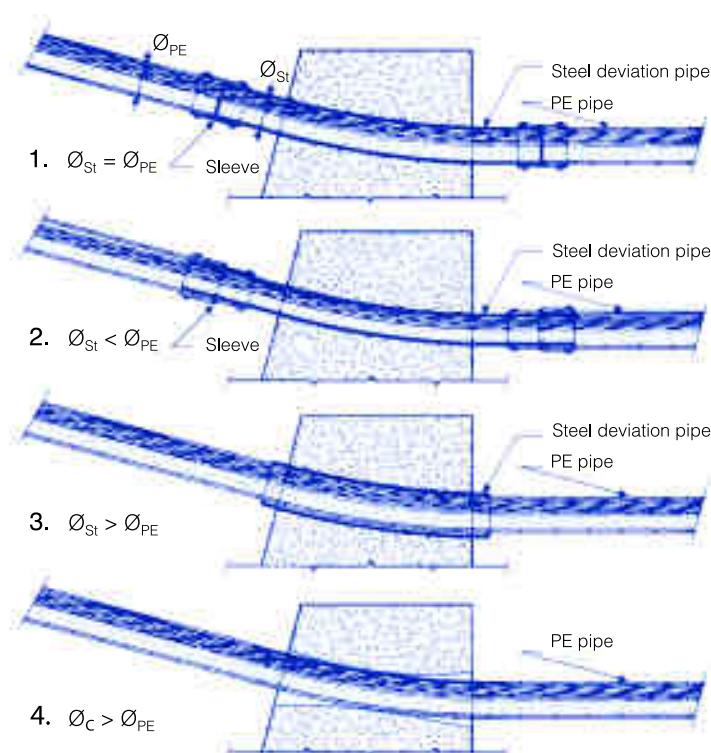
Minimum Tendon Radii

Minimum tendon radii as recommended in Table 1 must be followed in order to avoid damage to the prestressing steel and the plastic sheathings, as well as to the outer tubing. It is well established that friction problems may occur if tendon radii are too small.

Table 1: recommended minimum tendon radii

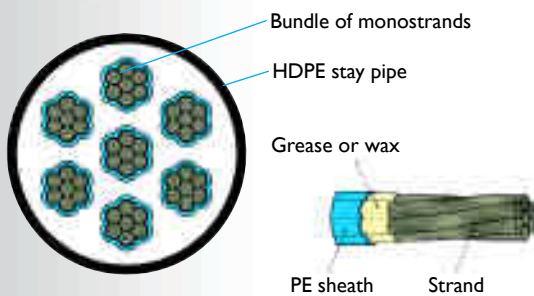
Tendon size (VSL tendon unit)	Minimum radius (ft) (m)	
up to 5-19 or 6-12	8 ft	2.50m
up to 5-31 or 6-19	10 ft	3.00m
up to 5-55 or 6-37	13 ft	4.00m

Saddle Arrangements



Stay Cables

VSL Stay Cable System SSI 2000



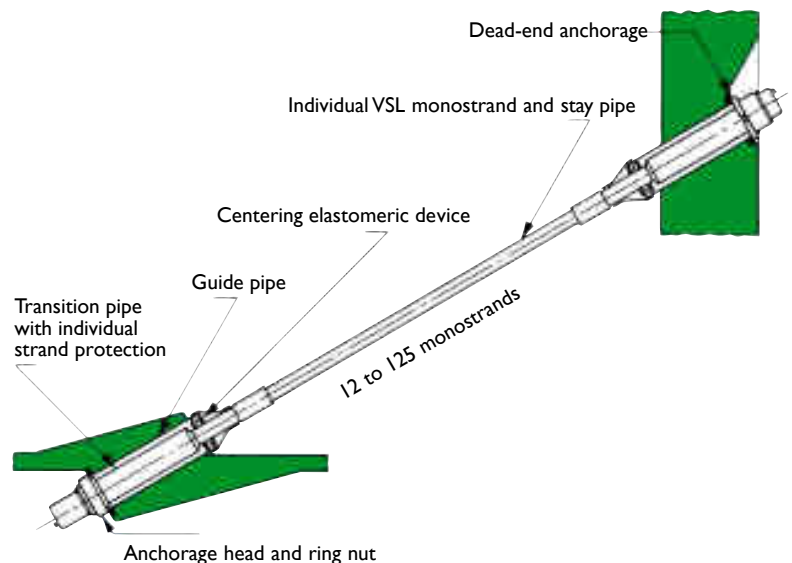
VSL Stay Cable System

The VSL Stay Cable System was developed to meet the stringent design, construction and maintenance requirements of cable-stayed bridges. The VSL Stay Cable System includes:

- a tendon formed from multiple and parallel 0.6" (15mm) diameter high tensile 7-wire steel strands;
- a greased extruded plastic coating to each strand;
- an outer plastic stay pipe;
- factory prefabricated anchorages.

The system features are as follows:

- 29.0 ksi (200 MPa) high fatigue resistance at 45% of tendon capacity over 2,000,000 load cycles;
- high degree of corrosion resistance using multi-layer corrosion protection;
- an extruded coating providing excellent strand corrosion protection during construction;
- individual strand encapsulation and sealing in anchorages;
- easy installation of the strands into the erected stay pipe (single strand installation);
- all strands are parallel with no risk of twisting;
- single strand stressing;
- no requirement for on-site cable grouting;
- easy tendon force monitoring and adjustment throughout the cable's service life;
- ability to remove and replace individual strands without dismantling the installed anchorages, or the entire cable at any time;
- system adapted for the future installation of anti-vibration dampers.





Foss Waterway - Tacoma, WA

Compactness

The reduced size of the anchorage components allows for easy installation and savings in the cost of the structure.

Aesthetics

- using colored co-extruded stay pipes, different colors can be obtained;
- vibration damping devices can be placed inside guide pipes or stay pipes.

Dynamic Stability of the Cables

- stay pipes can be equipped with external helical ribs to suppress rain-wind induced vibrations;
- the stay cable system is easily modified for the future installation of anti-vibration dampers.



C&D Canal - Delaware

Durability

A high degree of corrosion protection:

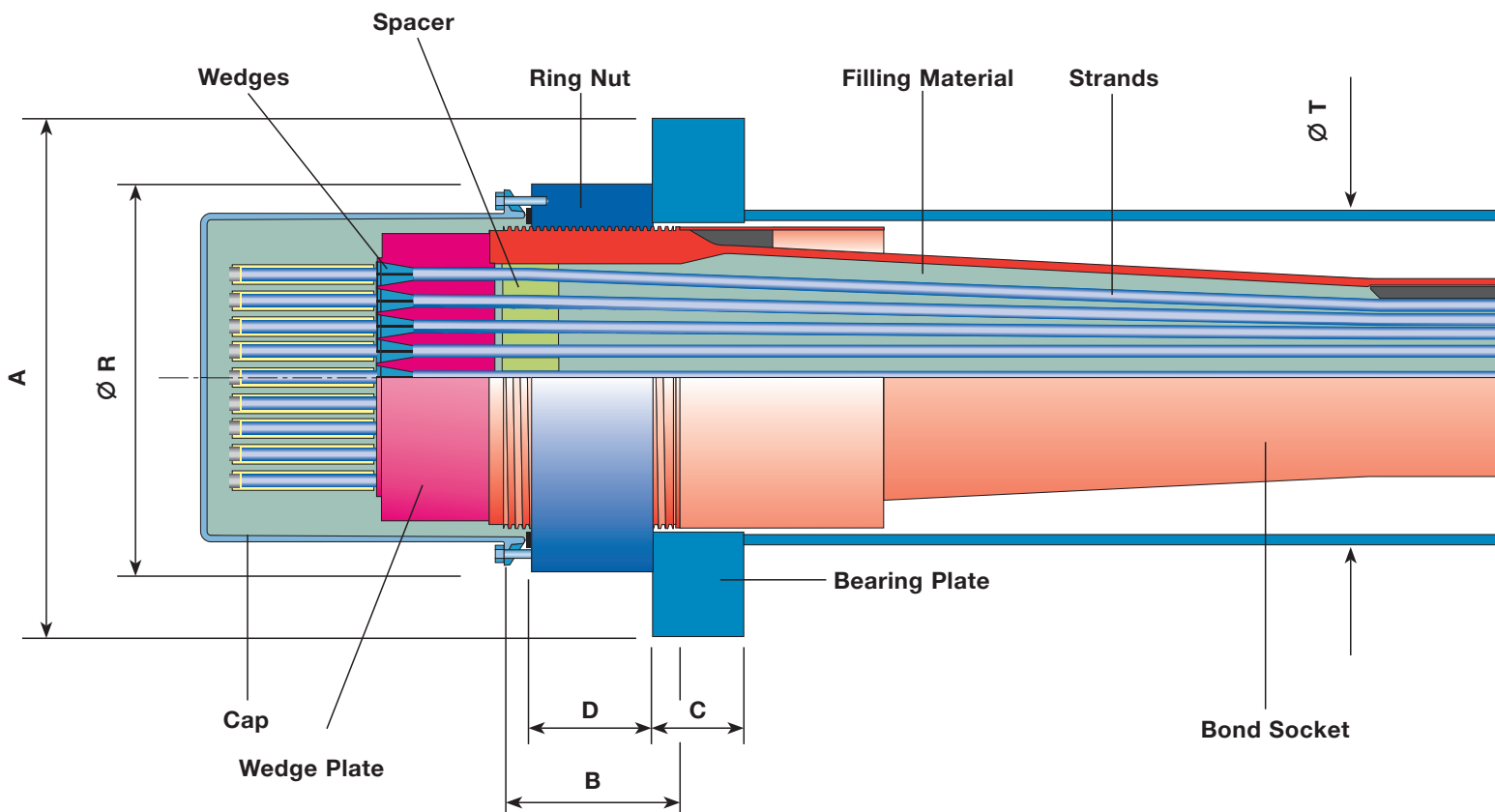
- each strand is individually protected not only in the stay pipe, but also in the transition part of the anchorage;
- individual anchorage sealing joints protect each strand not only in service, but also during bridge erection;
- VSL's Stay Cable System has the unique feature of providing complete encapsulation for each individual monostrand along the free length and into the anchorage.

Reduced Maintenance Costs

- easy corrosion control of anchorage components;
- good access to vibration damping systems.

Stay Cable Installation

- system optimized for strand-by-strand installation, with easily handled, lightweight equipment and reduced construction loads on the bridge during construction.



DYNA Bond® Anchorage

The DYNA Bond® Anchorage consists of a conical steel pipe (bond socket) supporting a wedge plate where the strands are anchored with 3-part-wedges. A ring nut is fitted on the threaded end of the bond socket and distributes the cable force through a bearing plate into the structure. During the construction phase prior to grouting the bond socket, all the applied loads are supported directly by the wedges.

After filling the bond socket with cement or epoxy grout, all additional loads (including dynamic loads from traffic, vibrations and earthquakes) are then partly resisted by the wedges. They are then partly transmitted by bond between the strands and the grout via the bond socket directly to the bearing plate and the supporting structure (only the bond socket needs to be grouted to achieve the behaviour described above).

DYNA Bond® Anchorages have an excellent fatigue resistance because the bond action in the bond socket substantially reduces the magnitude of

the dynamic loads reaching the wedge anchorage. Fatigue tests have proven that a stress range of up to 240 N/mm² (upper stress 0,45 GUTS) may be safely resisted for over 2 million cycles.

Additional advantages of DYNA Bond® Anchorages:

- redundant load carrying system
- reliable corrosion protection for the sensitive anchorage area because all voids in the anchorage zone are filled with a stable and robust filler
- enhanced fire resistance and protection against vandalism, impact loads and blast effects

- easy fixation of half shells directly on the grouted PE sheathing for the connection of external dampers

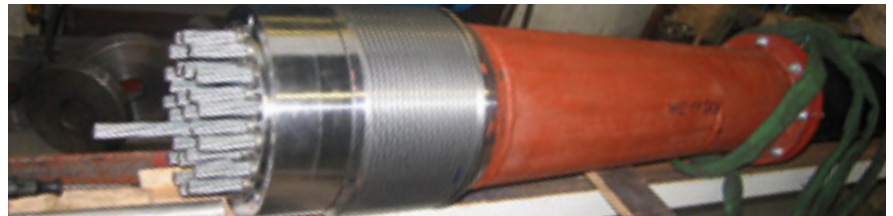
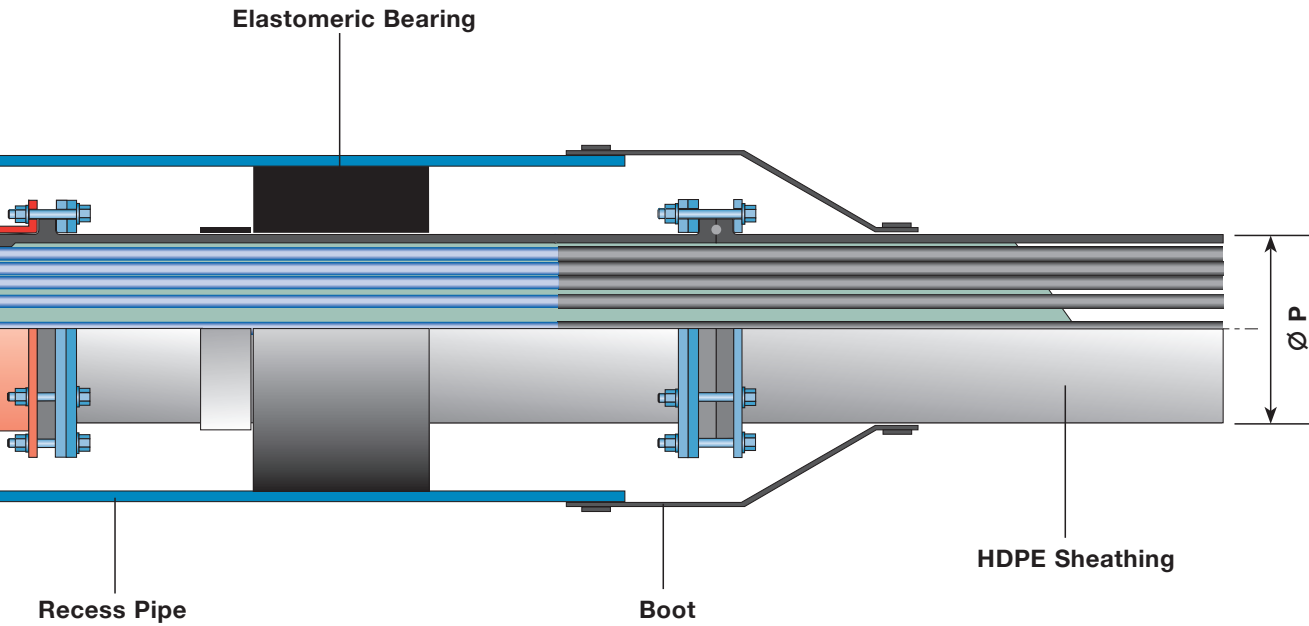
Another important construction detail is the use of an elastomeric bearing at a certain distance away from the anchor block. The most important requirement for the design of the bearing is to prevent the introduction of harmful bending in the anchorage area.

Since the injection of the grout extends beyond the bearing, the DYNA Bond® Anchorage provides a clear statical system for the absorption of bending loads due to lateral cable movements (cable rotation).



Kap Shui Mun Bridge, Hong Kong

DYNA Bond® Anchorage



DYNA Bond® Anchorage

(forces calculated with strands 0,62" St 1620/1860)

Cable type	DB-P12	DB-P19	DB-P27	DB-P37	DB-P48	DB-P61	DB-P75	DB-P91	DB-P108
No. of strands	12	19	27	37	48	61	75	91	108

Forces [kN]

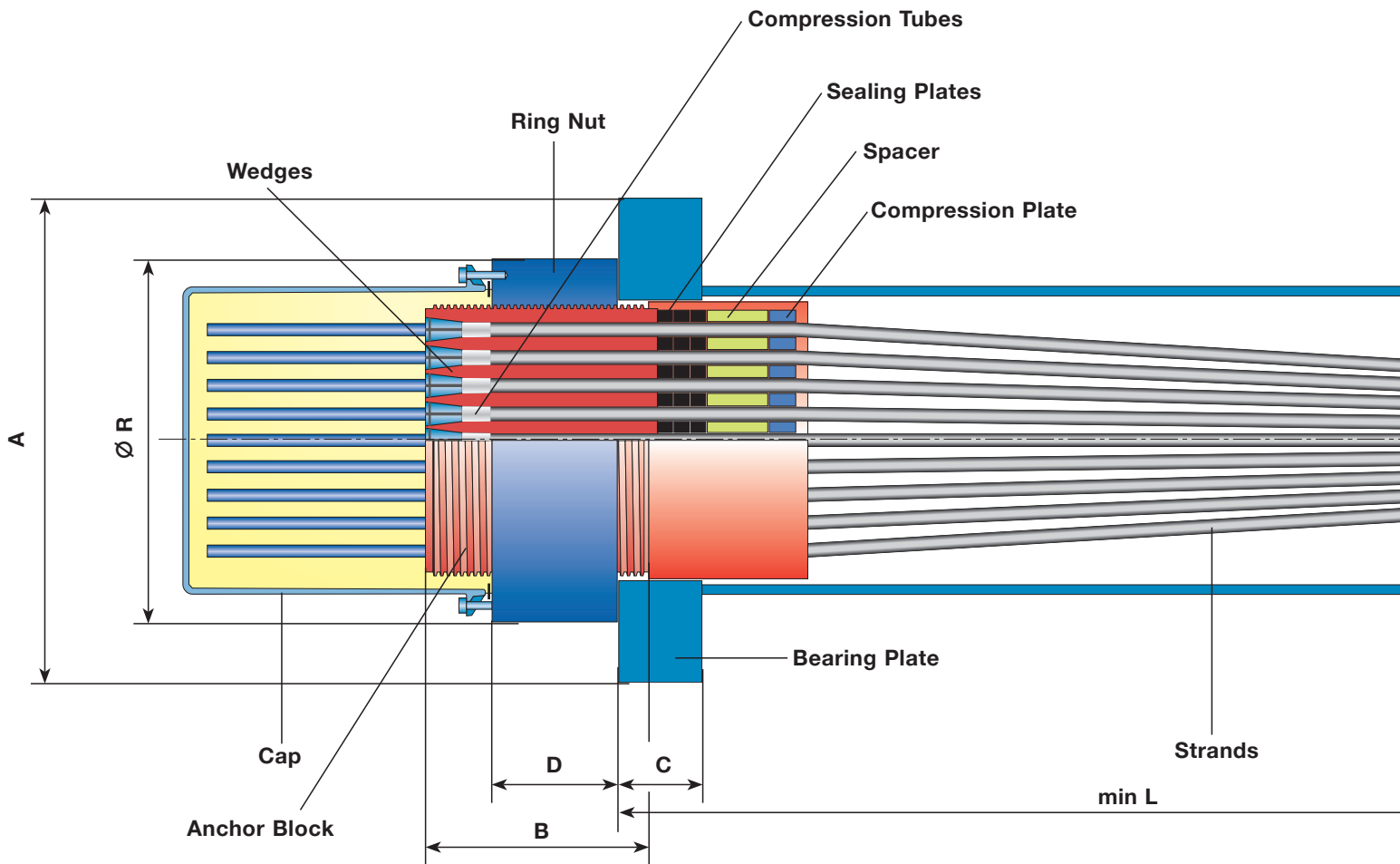
ultimate load (GUTS)	3.348	5.301	7.533	10.323	13.392	17.019	20.925	25.389	30.132
working load (0,45 x GUTS)	1.507	2.385	3.390	4.645	6.026	7.659	9.416	11.425	13.559

Dimensions [mm]

bearing plate	A	300	370	430	500	580	640	715	780	855
bearing plate	C	50	60	70	80	90	100	110	120	130
thread*	B	160	170	180	190	205	220	240	260	280
ring nut	D	90	100	110	120	135	150	170	190	210
ring nut	Ø R	244	287	326	378	434	480	536	584	636
recess pipe	Ø T	219	245	299	324	394	419	470	508	559
HDPE sheathing	Ø P	110	125	160	180	200	225	250	280	315

* standard length, larger lengths can be provided upon special request

Subject to modification



DYNA Grip® Anchorage

Project specifications often require individual strands of stay cables to be inspectable and, if necessary, replaceable. For these requirements, DSI developed the DYNA Grip® Anchorage, providing the opportunity to inspect individual strands without damaging the stay cable and to replace strands, if necessary.

The DYNA Grip® Anchorage consists of an anchor block in which the strands are anchored by 3 part-wedges with high dynamic performance. A ring nut is threaded on the anchor block to transmit the cable force via the bearing plate into the structure. A steel pipe which incorporates centering and sealing provisions for the strands is welded to the anchor block.

Fatigue tests have proven a dynamic stress range of up to 200 N/mm² (upper stress 0,45 GUTS at 2 million load cycles with 0,6° inclined anchorages). Fatigue tests on single strands with DYNA Grip® wedges with a dynamic stress range of 250 N/mm² and 10 million load cycles were also successfully performed.

Special features of DYNA Grip® Anchorages:

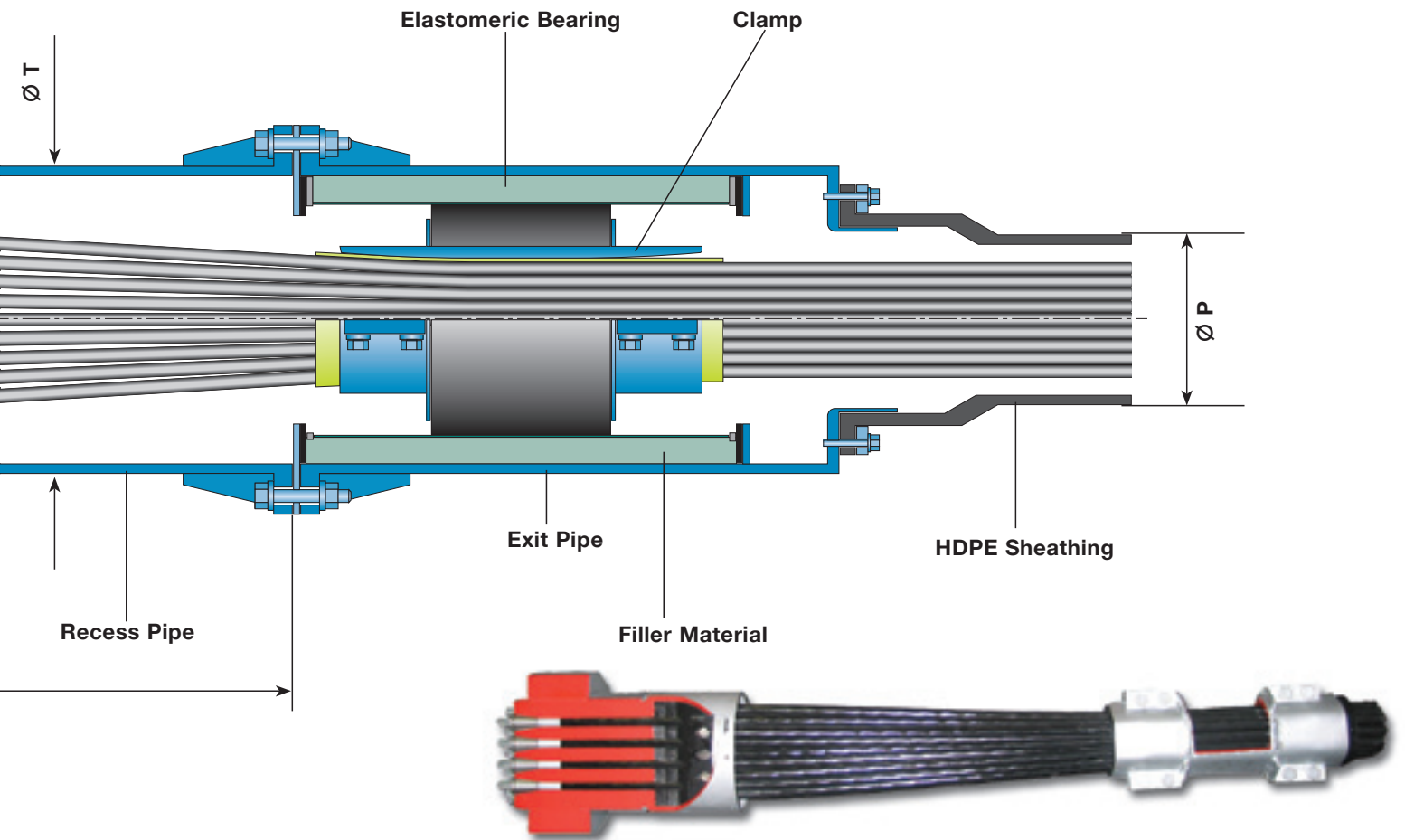
- the factory applied corrosion protection of the PE-coated strands continues directly up to the wedges. This significantly reduces the space in the anchorage which is to be filled with corrosion protection compound and therefore improves durability.
- an exact cutting to length of the strands and removal of the PE coating is not necessary. Using special equipment, the PE-coating is removed by using a DSI developed and patented procedure during the first stressing. In cases where subsequent stressing actions are necessary, the remaining PE-coating is compressed by the compression tubes, held by the wedges, while the strand is pulled through and elongated by the jack.
- restressing and replacement of individual strands, as well as of the complete cable, is possible.
- strands and PE-coating can be pulled through the anchorage.

An exchange of single strands can thus be performed directly at the anchorages without traffic limitations.

Similar to the DYNA Bond® Anchorage, an elastomeric bearing is installed at a certain distance from the anchor block to reduce the bending stresses in the strands caused by cable rotation.

A clamp, installed after stressing on the strand bundle, keeps the strand in a compact hexagonal pattern and acts as support for the elastomeric bearing. The drawing above shows a version that is able to accommodate construction tolerances between the cable axis and the axis of the recess pipe. Other details are also used.

DYNA Grip® Anchorage



DYNA Grip® Anchorage

(forces calculated with strands 0,62" St 1620/1860)

Cable type	DG-P12	DG-P19	DG-P31	DG-P37	DG-P55	DG-P61	DG-P73	DG-P91	DG-P109*
No. of strands	12	19	31	37	55	61	73	91	109

Forces [kN]

ultimate load (GUTS)	3.348	5.301	8.649	10.323	15.345	17.019	20.367	25.389	30.411
working load (0,45 x GUTS)	1.507	2.385	3.892	4.645	6.905	7.659	9.165	11.425	13.685

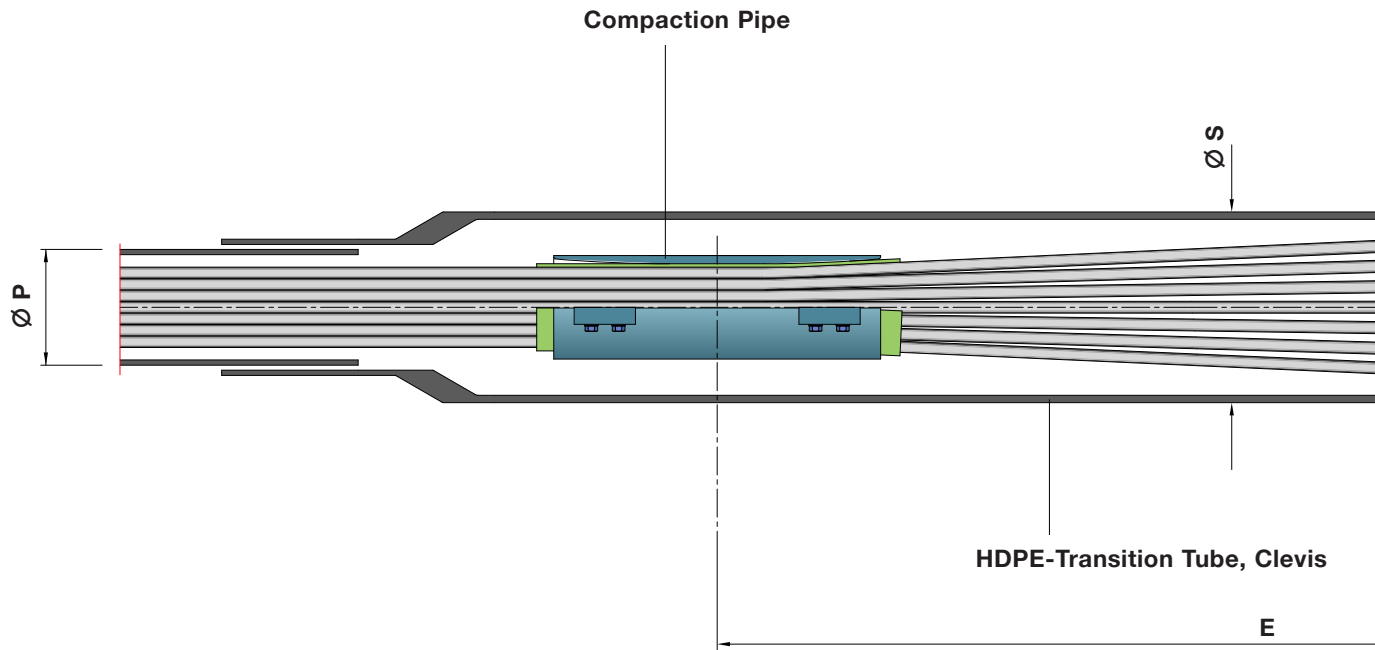
Dimensions [mm]

bearing plate	□ A	300	370	460	500	600	640	715	780	855
bearing plate	C	50	60	75	80	95	100	110	120	130
thread**	B	200	220	230	240	270	275	290	310	340
ring nut	D	90	110	120	130	160	165	180	200	230
ring nut	Ø R	244	287	350	378	440	480	536	600	636
recess pipe	Ø T	219	245	299	324	368	406	457	495	521
recess pipe	min L	810	970	1.240	1.390	1.620	1.780	1.930	2.210	2.890
HDPE sheathing	Ø P	110	125	160	180	200	225	250	280	315

* up to 156 on special request

** standard length, changeable on special request

Subject to modification



Clevis Anchorage for DSI Stay Cables

Architectural requirements for the design of stay cable bridges are steadily increasing. This is especially true for the pylon, which needs to be as slim and elegant as possible. As a consequence, the space inside the pylon is often insufficient for common stay cable anchorages that are supported by bearing plates. Frequently, solutions are needed in which the stay cables are connected to the structure outside of the pylon.

For this purpose, DSI newly developed the DYNA Grip® Clevis Anchorage for strand cable types DG-P12, 37 and 61, offering an economic alternative to conventional systems used so far.

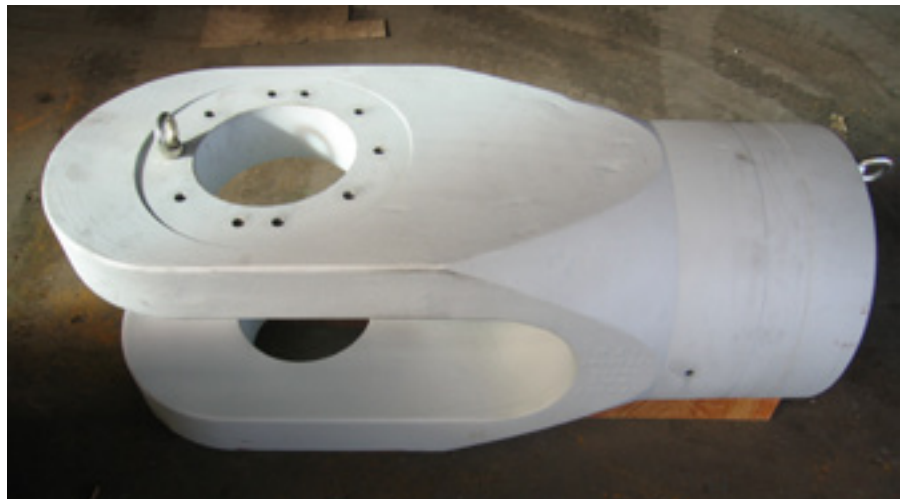
The drawing above shows the clevis fastened to the structure via a gusset plate and a pin. At the opposite side, a DYNA Grip® anchor block is screwed into an inside thread. The anchorage is connected to the stay cable sheathing by a flange tube that also contains the sealing unit of the anchorage. Similar to the common DYNA Grip® Anchorage, a

compaction pipe keeps the strand bundle in a hexagonal pattern.

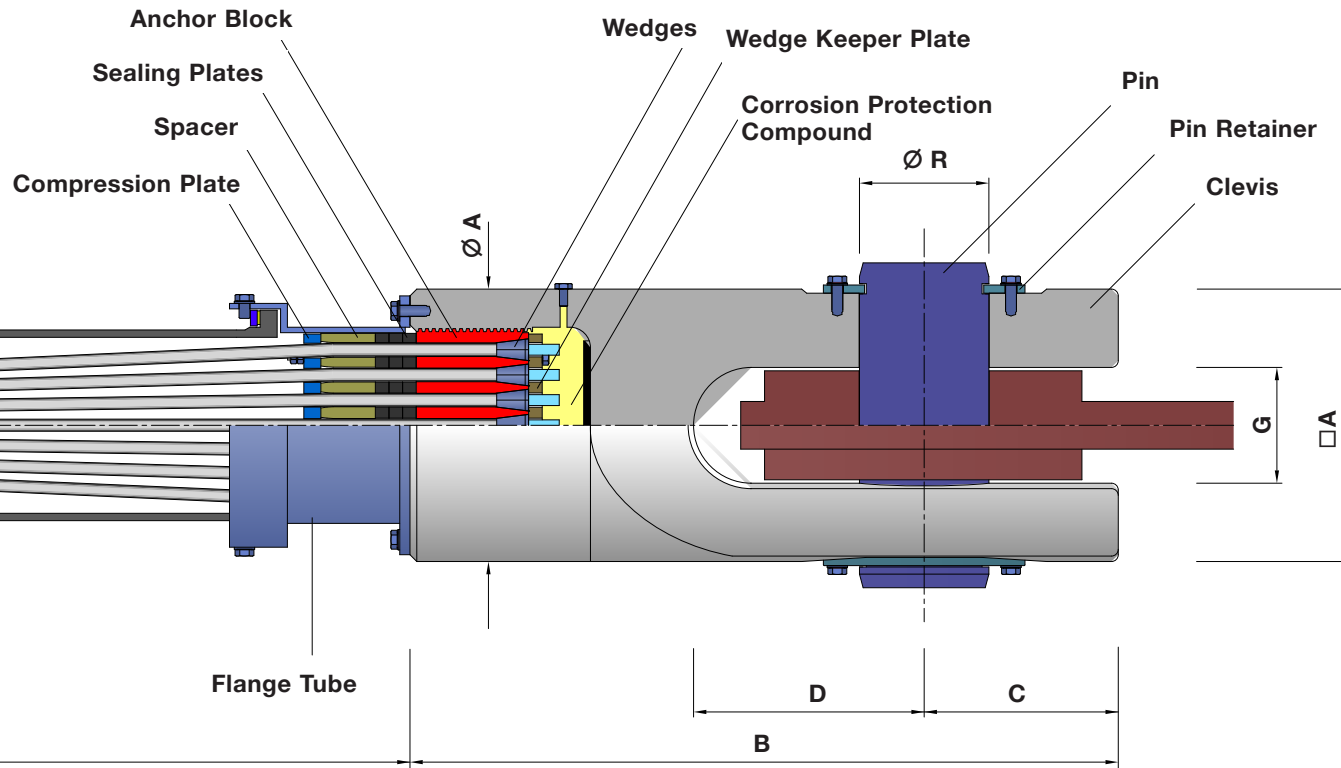
Special features of the DYNA Grip® Clevis Anchorage:

- The complete strand cable can be easily pre-assembled on the superstructure and lifted into its final position afterwards.
- DSI offers special tools for the preassembly of the clevis as well as the mounting of the pin into the clevis hole.

- Restressing of individual strands as well as the replacement of the complete strand bundle is possible.
- This system also offers other advantages known from the DYNA Grip® system.



DYNA Grip® Anchorage Type Clevis



Fatigue tests were carried out at the Technical University of Munich, respecting an inclination of 0,6° - even towards the inflexible centerline - and an upper load of 0,45 GUTS (with a stress range of 200 N/mm² at 2 million load cycles) as required by the fib Bulletin 30. These dynamic tests, as well as the subsequent static tensile tests, were performed with outstanding success.

The clevis anchorage is not only suitable for stay cable bridges, but can also be used for arch bridge hangers, where available space in the arch is too small for aligning ordinary fixed anchors.

DYNA Grip® Anchorage Type Clevis

(forces calculated with strands 0,62" St 1620/1860)

Cable type	DG-P12	DG-P37	DG-P61
No. of strands	12	37	61

Dimensions [mm]

clevis	Ø A □ A	270	400	480
clevis length	B	900	1.040	1.230
clevis	C	185	285	340
clevis	D	385	340	440
transition length	E	1.000	1.700	2.100
gusset plate	G	130	160	230
gusset plate hole	Ø R	122	192	242
HDPE transition tube, clevis	Ø S	200	280	355
HDPE sheathing	Ø P	110	180	225

Subject to modification

Strands, Wedges and Corrosion Protection

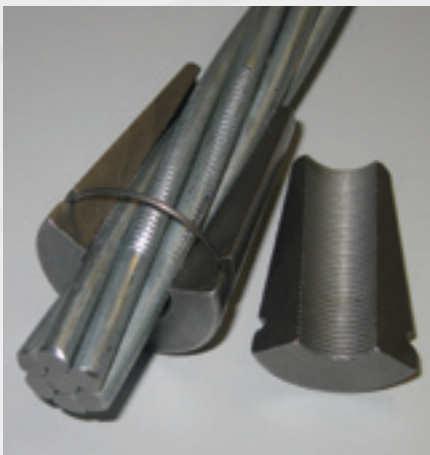
DYWIDAG Stay Cables use strands that meet the requirements of **fib and PTI-Recommendations** for stay cables, **ASTM, BS** as well as other national or international standards.

Generally the following types of strands are used for both anchor types:

- consisting of 7 cold-drawn galvanized wires
- diameters up to 0.62" and steel grades up to 1860 mm²
- low relaxation strand
- PE-coated and waxed.

If required, epoxy-coated strands may also be used with either cable system.

Strands are anchored with specially treated 3-part wedges which are characterised by high fatigue resistance.



Wedges for Galvanized Strands

Slim Duct

For long span bridges, lateral wind loading on the cables is an issue that needs to be taken into account for the design of the pylon. To reduce the wind load, DSI offers slim sheathing in the form of reduced pipe diameters.

Threading of the strands is made more difficult because pipes are fuller than they would usually be.

DSI developed new equipment for these special requirements and tested the modified installation procedure.



Slim Duct

Outer Sheathing

Standard HDPE-pipes are typically used for the outer casing of the DYWIDAG Stay Cables. They serve as protection against environmental influences and reduce the wind loads on the cable. Pipes may be supplied in a wide variety of UV-resistant colours. They can also be provided with an outer helix to suppress rain-wind induced cable vibrations.

Steel or stainless steel pipes are available on special request.



PE-Sheathing with Helix

Bearings and Dampers

Elastomeric bearings near the anchorages reduce the bending stresses in the anchorage zone and act as dampers against cable vibrations.

DYWIDAG stay cables can be equipped with devices facilitating the immediate or ex-post assembly of external dampers.

DSI provides additional damping devices to reduce cable vibrations on request.



Installed External Damper



Test Installation of a Hydraulic Damper